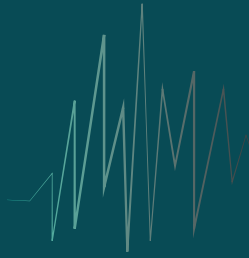


# SÍSMICA

# 2024

13<sup>o</sup> Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica



 Universidade do Minho, Guimarães

## EDITORES

Daniel V. Oliveira  
Paulo B. Lourenço  
Luís Guerreiro  
Rui A. Silva



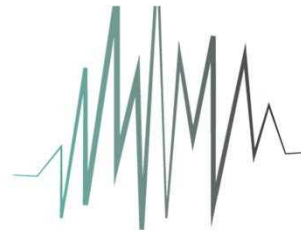
Universidade do Minho  
Escola de Engenharia



# Atas do 13º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica

17-19 de abril de 2024, Guimarães, Portugal

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

## **Editores:**

Daniel V. Oliveira, Paulo B. Lourenço, Luís Guerreiro, Rui A. Silva

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta publicação ou das informações aqui contidas pode ser reproduzida, armazenada em sistema de recuperação ou transmitida de qualquer forma ou por qualquer meio, eletrônico, mecânico, por fotocópia, gravação ou outro, sem permissão prévia por escrito do editor.

Os artigos desta Ata são publicados na forma submetida pelos autores após revisão científica. Foram feitas pequenas alterações no caso de erros e discrepâncias óbvias detetados.

Os editores não assumem qualquer responsabilidade pelo conteúdo dos artigos e possíveis imprecisões. Embora todos os cuidados tenham sido tomados para garantir a integridade e qualidade desta publicação e das informações aqui contidas, nenhuma responsabilidade será assumida pelos editores ou pelo autor por qualquer dano a propriedades ou pessoas como resultado da operação ou uso desta publicação e pelas informações desta publicação.

@ Universidade do Minho  
Escola de Engenharia  
Guimarães, Portugal

## Patrocinadores:



ISBN: 978-989-35653-0-8



Universidade do Minho  
Departamento de Engenharia Civil, Azurém  
P-4800-058 Guimarães  
tel.: 253 510 498  
email: sec.estruturas@civil.uminho.pt

Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Versão eletrónica, 2024

## PREFÁCIO

O 13º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (SÍSMICA 2024), organizado pela Universidade do Minho em colaboração com a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, surge na sequência da série de congressos nacionais dedicados aos problemas e desafios que a sismologia e a engenharia sísmica colocam constantemente. O congresso SÍSMICA 2024 constitui, assim, um fórum de excelência de debate e divulgação dos desenvolvimentos mais recentes no âmbito da investigação e prática da sismologia e da engenharia sísmica, oferecendo um ambiente propício à troca de ideias e atualização de conhecimentos.

As atas do congresso SÍSMICA 2024 incluem 79 artigos, correspondentes a 4 palestras convidadas apresentadas em sessões plenárias, e a 75 artigos organizados em 4 sessões temáticas e 9 sessões técnicas, alinhadas com os atuais desafios da sismologia e engenharia sísmica em Portugal, e apresentados em sessões paralelas. Todos os artigos das sessões temáticas e técnicas foram sujeitos a um processo de revisão pelos membros da Comissão Científica, a quem se agradece trabalho metucioso de revisão. É de assinar o elevado nível de internacionalização deste congresso, tendo 40% dos artigos sido escritos em inglês.

O congresso SÍSMICA 2024 inclui uma sessão plenária, em língua inglesa, dedicada à apresentação e discussão dos impactos dos sismos no património construído europeu, constituída por 2 palestras convidadas, focadas no sismo de 2023 da Turquia e as lições para Portugal, e na experiência e lições aprendidas com os sismos ocorridos em Itália nos últimos 20 anos, respetivamente. Este congresso inclui ainda uma sessão plenária dedicada à cerimónia de entrega do prestigiado Prémio Carlos Sousa Oliveira 2024, promovido pela Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica.

No âmbito do congresso SÍSMICA 2024, foi criado e atribuído o “Prémio Jovem Apresentador” para distinguir a melhor apresentação realizada por um jovem investigador. Espera-se que esta iniciativa possa vingar e que ajude a distinguir jovens talentos na área da sismologia e engenharia sísmica.

Por fim, agradece-se aos patrocinadores o apoio concedido ao congresso SÍSMICA 2024. A sua contribuição foi importante para o sucesso do congresso, ajudando a alcançar um alto nível de excelência em todas as atividades realizadas e garantindo uma experiência enriquecedora a todos os participantes.

Daniel V. Oliveira  
Presidente da Comissão Organizadora

Paulo B. Lourenço  
Presidente da Comissão Científica

## COMISSÃO ORGANIZADORA

Daniel V. Oliveira, UMinho, Presidente  
Paulo B. Lourenço, UMinho  
Luís Guerreiro, SPES  
Rui A. Silva, UMinho

## COMISSÃO CIENTÍFICA

Paulo B. Lourenço, UMinho, Presidente  
Alexandra Carvalho, LNEC  
Alexandre Costa, ISEP  
Alfredo C. Costa, LNEC  
Aníbal Costa, UAveiro  
António A. Correia, LNEC  
António Arêde, FEUP  
Carlos Chastre, UNLisboa  
Carlos Rebelo, UCoimbra  
Carlos S. Oliveira, IST  
Cristina Oliveira, IPSetubal  
Daniel V. Oliveira, UMinho  
Eduardo C. Carvalho, GAPRES  
Francisco Fernandes, LREC  
Graça Vasconcelos, UMinho  
Hugo Rodrigues, UAveiro  
Humberto Varum, FEUP  
João Appleton, A2P  
João Azevedo, IST  
João Estêvão, UAlgarve  
João G. Ferreira, IST

João M. Guedes, FEUP  
Jorge M. Proença, IST  
José M. Castro, FEUP  
Luís Guerreiro, IST  
Luís Matias, FCUL  
Mário Lopes, IST  
Mónica Ferreira, IST  
Mourad Bezzeghoud, UEvora  
Nuno Mendes, UMinho  
Paulo Candeias, LNEC  
Paulo Providência, UCoimbra  
Ricardo Costa, UCoimbra  
Rita Bento, IST  
Rui C. Gomes, IST  
Rui Calçada, FEUP  
Rui Faria, FEUP  
Tiago Ferreira, UWE  
Tiago Ribeiro, Tal Projeto  
Vasco Bernardo, UMinho  
Vitor Silva, UAveiro  
Xavier Romão, FEUP

## SECRETARIADO

Ana Fonseca  
Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil  
4800-058 Guimarães - Portugal  
Tel +351 253 510 498  
Email: [info@sismica2024.pt](mailto:info@sismica2024.pt)

## ÍNDICE

### Palestras

On the use of seismic risk parameters to define and optimise retrofitting of buildings based on multiple criteria <i>Ricardo Monteiro</i>	3
Unveiling the power of ground motion simulations: bridging the gap between seismology and engineering challenges <i>Shaghayegh Karimzadeh</i>	19
Avaliação da segurança sísmica de edifícios de alvenaria. aspetos gerais da segunda geração do Eurocódigo 8 – Parte 3 <i>Rita Bento</i>	39
Projeto sísmico de estruturas de betão – desafios e soluções <i>António Costa</i>	59

### Projeto STAND4HERITAGE

A preliminary simplified approach for the rapid seismic vulnerability assessment of residential unreinforced masonry buildings in urban centres prone to liquefaction <i>Alejandro Cruz, Nicola Chieffo, Shaghayegh Karimzadeh, Albert Ortiz, Eimar Sandoval, Paulo B. Lourenço</i>	85
Combined settlement and tilting testing apparatus: design and preliminary testing <i>Euarda Vila-Chã, Alberto Barontini, Paulo B. Lourenço</i>	97
Optimal intensity measures for probabilistic seismic demand models of historical masonry buildings considering in-plane and out-of-plane response <i>Daniel Caicedo, Shaghayegh Karimzadeh, Vasco Bernardo, Paulo B. Lourenço</i>	107
Probabilistic seismic vulnerability assessment of URM walls in Europe <i>Vasco Bernardo, Alfredo C. Costa, Paulo B. Lourenço</i>	119
Site-based stochastic ground motion simulation based on white noise modification <i>Sayed M. S. Hussaini, Shaghayegh Karimzadeh, Paulo B. Lourenço</i>	131
Statistical analysis of the European ground motion dataset and recommendations for data enhancement <i>Sayed M. S. Hussaini, Daniel Caicedo, Shaghayegh Karimzadeh, Paulo B. Lourenço</i>	143

## Caracterização mecânica da alvenaria em Portugal

A database of mechanical properties of two-leaf stone masonry walls updated by means of bayesian inference <i>Antonio Murano, Javier Ortega, Hugo Rodrigues, Graça Vasconcelos</i>	159
Caracterização construtiva e mecânica de paredes de alvenaria de pedra tradicional <i>Fernando Pinho</i>	171
Caracterização da alvenaria tradicional de pedra existente no Algarve <i>João M. C. Estêvão, Alfredo Braga</i>	183
Caracterização mecânica de alvenaria de pedra ordinária Portuguesa através de dados experimentais - Estudo Preliminar <i>Daniel Melo, António Simões, Graça Vasconcelos, Rita Bento</i>	193
Caracterização mecânica de painéis de alvenaria tradicional dos edifícios dos Açores com diferentes técnicas de reforço <i>Lisandra Miranda, Vidália Miranda, João Pimentel, Luís Teixeira</i>	205

## Construção modular e sismos

Análise sísmica de edifícios pré-fabricados com solução de sistema híbrido madeira/betão CREE <i>Miguel Pires, João Morgado Eira</i>	219
Construção modular com madeira: Normalização e recomendações para a sua conceção e projeto sísmicos <i>Victor Belafonte, Marina Tenório, Nuno Neves, Jorge M. Branco</i>	231
Desafios na simulação numérica de construções modulares pré-fabricadas em betão armado <i>André Furtado, Romain Sousa, Ricardo Carmo, Eduardo Júlio</i>	243
Dimensionamento sísmico de estruturas modulares em aço <i>Rita Peres, Cyrus Eshaghi, Elisa Cerqueira, José Miguel Castro</i>	255
Ductility assessment in an innovative CLT connection <i>Zabih Mehdipour, Elisa Poletti, André C. Fontes, Paolo Grossi, Ricardo Braz, Jorge M. Branco</i>	267

## Reforço sísmico e energético de edifícios

A framework for integrated retrofitting of existing buildings <i>Rita Couto, Gianrocco Mucedero, Rita Bento, Ricardo Monteiro</i>	281
--	-----

Avaliação experimental do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento com reforço integrado sísmico e energético 295  
*André Furtado, Hugo Rodrigues, António Arêde, Humberto Varum*

Caracterização experimental de matrizes TRM sustentáveis para reabilitação sísmica e energética 305  
*Luca Penazzato, Rogiros Illampas, Daniel V. Oliveira*

Integrated seismic and energy upgrading of masonry-infilled RC frame structures using textile-reinforced mortars combined with thermal insulation 317  
*Christiana A. Filippou, Christis Z. Chrysostomou, Renos Votsis, Nicholas Kyriakides, Rogiros Illampas, Stathis Bousias*

Modelação numérica do comportamento sísmico e energético de um edifício de alvenaria 327  
*Rafael Saraiva, Ana Marta Carneiro, Pedro Gonçalves, Ana Cristina Ferreira, Senhorinha Teixeira, Daniel V. Oliveira*

Reforço integrado sísmico e energético para envolventes de edifícios de betão armado: Onde e como? 335  
*André Furtado, Hugo Rodrigues*

## Sismicidade, movimentos sísmicos e efeitos de sítio

Fonte do sismo de Marrocos de 2023 (Mw6.8) inferida a partir do cruzamento de dados sísmicos e geodésicos 351  
*Bento Caldeira, Mourad Bezzeghoud, Rui Oliveira, José Borges, Ines Hamak, Elisa Buforn*

Método computacional de geração de catálogos de sismos simulados 363  
*João Estêvão*

Parâmetros espectrais de fonte e de propagação, nas regiões do Vale do Tejo e Sul de Portugal - O parâmetro kappa de atenuação crustal 373  
*Daniela Henriques, Susana Custódio, Alexandra Carvalho*

## Avaliação da segurança, vulnerabilidade e risco sísmico

A plataforma LxReSist - uma ferramenta de avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado 387  
*Claúdia Pinto, Monica Amaral Ferreira, Paula Pacheco, Carlos Ferreira, Hugo O'Neill, Miguel Inácio*

Análise de vulnerabilidade Sísmica de um edifício Pombalino: desafios e soluções 397  
*Fábio Ferreira, Cristina Oliveira*



Análise dos resultados do inquérito sobre a avaliação sísmica não linear de edifícios existentes em Portugal <i>Ana Simões, Rita Bento</i>	407
Analysing fragility curves derived using alternative ground motion selection procedures <i>Despoina Skoulidou, Xavier Romão</i>	423
Assessing the seismic vulnerability of historical cities: parametric evaluation of masonry buildings in the Mexico context <i>Rafael Ramírez Eudave, Tiago Miguel Ferreira, Romeu Vicente</i>	435
Comprehensive multi-risk assessment for the Lisbon metropolitan area <i>Glenda Mascheri, Nicola Chieffo, Xavier Romão, Paulo B. Lourenço</i>	445
Damage assessment of reinforced concrete (RC) structures based on modal parameters <i>Reihane Shafie Panah, Humberto Varum, Vitor Silva, José Melo, Xavier Romão</i>	457
Enhancing earthquake risk assessment in Portugal: a comprehensive analysis <i>Gonçalo Lopes, Vitor Silva, Catarina Costa, Romeu Vicente, Carlos Sousa Oliveira</i>	467
Innovative approaches for the estimation of road disruptions in urban contexts due to earthquakes <i>Catarina Costa, Vitor Silva, Gonçalo Lopes</i>	479
The benefits of low-cost sensors in rapid earthquake loss assessment <i>Vitor Silva, Amir Taherian, Romeu Vicente</i>	489

## Estudos experimentais

A critical overview of challenges in quasi-static testing of a two-story unreinforced masonry building <i>Abide Aşikoğlu, Graça Vasconcelos, Paulo B. Lourenço</i>	503
Avaliação experimental do comportamento biaxial de pilares de BA com armadura lisa <i>José Melo, Humberto Varum, António Arêde, Tiziana Rossetto</i>	515
Avaliação sísmica de edifícios de betão armado existentes nos Açores <i>João Pimentel, Vidália Miranda, Lisandra Miranda, Luís Teixeira</i>	525
Caracterização de ligações de painéis de fachada horizontais em edifícios industriais pré-fabricados em betão armado sob ações cíclica <i>Liana Ostetto, Jorge Fonseca, Romain Sousa, Paulo Fernandes, Hugo Rodrigues</i>	539
Comportamento experimental de paredes de tabique rebocadas, submetidas a ações no plano: corte com compressão constante <i>Joana Teixeira, João Miranda Guedes, Bruno Quelhas</i>	549

Dimensionamento sísmico e esquema de ensaio experimental de uma subestrutura de ponte pré-fabricada em BA <i>Lucas Carvalho, Mário Pimentel, Pedro Delgado, António Arêde, Nelson Vila Pouca, José R. Pinto</i>	561
In-plane strenghtening of a rammed earth wall with a compatible TRM-strengthening solution <i>Antonio Romanazzi, Rui A. Silva, Alberto Barontini, Nuno Mendes, Daniel V Oliveira</i>	573
Out-of-plane test of U-shaped brick masonry wall and proposal for strengthening <i>Alberto Barontini, Antonio Murano, Jacopo Scacco, Luis C. Silva, Graça Vasconcelos, Paulo B. Lourenço</i>	583
Reforço de ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas de betão armado <i>Nádia Batalha, Hugo Rodrigues, António Arêde, André Furtado, Romain Sousa, Humberto Varum</i>	593

## Metodologias de dimensionamento sísmico, códigos e normas

Avaliação da rotação da corda de acordo com a 2 <sup>a</sup> geração do Eurocódigo 8 parte 1-1 utilizando análise não linear <i>Helder Maranhão, Humberto Varum, José Melo</i>	603
Avaliação do dimensionamento sísmico de estruturas metálicas segundo a nova versão do Eurocódigo 8 <i>José Fontão Carvalho, Vitor Monteiro, Tiago Ribeiro, Luís Macedo, José Miguel Castro</i>	613
CRM - composite reinforced mortar - system to strengthen existing masonry buildings: practical design considerations about seismic their rehabilitation <i>Allen Dudine, Luca Drigani, Erik Ullrich, Rogiros Illampas</i>	625
Impacto da classe de ductilidade no projeto e dimensionamento sísmico de edifícios <i>João Valente, Nelson Vila Pouca, Xavier Romão</i>	637
Investigating the impact of Eurocode 8 revision on SMRF design and performance: a comparative study <i>Melaku Seyoum Lemma, Carlos Rebelo, Luís Simões da Silva</i>	651
Método das componentes cíclico para juntas viga-coluna metálicas <i>Sara Oliveira, Ricardo Costa, Luís Simões da Silva</i>	665
Relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica: requisito ou necessidade? <i>Cláudia Pinto, Alexandre A. Costa, Rita Bento, António A. Correia</i>	679

## Modelação e análise de estruturas

Análise numérica da resistência ao fogo após um sismo em estruturas de betão armado sem dimensionamento sísmico considerando diferentes curvas de incêndio <i>Hugo Vitorino, Paulo Vila Real, Carlos Couto, Hugo Rodrigues</i>	691
Análise numérica do comportamento sísmico de um viaduto mexicano <i>Carlos Botelho, Pedro Delgado, António Arêde, Nelson Vila Pouca, José Barbosa</i>	703
Avaliação da vulnerabilidade sísmica da igreja de São Paulo, Ribeira Quente, Açores <i>Albino Silva, Nuno Mendes, Tiago Miguel Ferreira</i>	715
Avaliação dos efeitos de flexão biaxial em regime cíclico na capacidade de deformação de elementos tubulares de aço <i>Elisa Cerqueira, Cyrus Eshaghi, Rita Peres, José Miguel Castro</i>	727
Impact of fragile nonstructural elements on the cost-effective seismic design of steel MRFs <i>Seyed Amin Hosseini, Sandra Jordão, Carlos Rebelo, Chiara Bedon</i>	739
Influência das paredes fortes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de edifícios de betão armado - análise estática não linear <i>Marta Agante, Hugo Rodrigues, Paulo Fernandes, Humberto Varum, Romain Sousa</i>	751
Insights about the impacts of the aspect ratio and strength of infills on the seismic performance of infilled RC frames <i>Hossameldeen Mohamed, Xavier Romão</i>	762
Modelação das interações entre edifícios históricos adjacentes construídos em diferentes fases <i>Madalena Ponte, Andrea Penna, Rita Bento</i>	775
Modelação de muretes de alvenaria de pedra tradicional em compressão-corte utilizando modelos de partículas 2D: cargas monotónicas e cíclicas <i>Nuno Azevedo, Fernando F.S. Pinho, Ildi Cismasiu</i>	787
Modelação numérica e avaliação sísmica de um edifício porticado tipo de betão armado em Lisboa – comparação de diferentes abordagens <i>António Simões, Rita Peres, Rita Bento</i>	799
Modelação por elementos finitos para avaliação sísmica de estruturas de alvenaria <i>Maria Laura Leonardi, Miguel Azenha, Daniel V. Oliveira</i>	811
Modelling of the behaviour of reinforced concrete under increasing cyclic loads <i>Mehdi Zahedi, Fariborz Nateghi Elahi</i>	821

Numerical modelling for the assessment of the out-of-plane behaviour of two-leaf stone masonry walls: FE based vs DEM-based approaches <i>Antonio Murano, Javier Ortega, Hugo Rodrigues, Graça Vasconcelos</i>	835
Preservation of stone masonry buildings: benchmarking of modelling approaches for seismic assessment and international call to action <i>Martijn Schildkamp, Rui Marques, Yoshikazu Araki, Stefano Silvestri</i>	847
Resposta sísmica não-linear de uma barragem abóbada com 300 m de altura. Avaliação da segurança estrutural (SBP e SMP) para diferentes cotas de água <i>Sérgio Oliveira, André Alegre, Rafael Ramos, Jorge Proença, Paulo Mendes</i>	859
Seismic performance of wall-to-horizontal diaphragm connections in historical constructions: modelling and application <i>Fabio Solarino, Daniel V. Oliveira, Linda Giresini</i>	873
Vulnerabilidade sísmica de turbina eólica offshore na costa portuguesa <i>Diogo Sousa, José Nuno Varandas</i>	883

## Reabilitação e reforço do património construído

Análise de risco sísmico do troço sul do claustro da Sé de Lisboa <i>Filipe Ribeiro, Alfredo Campos Costa, Aníbal Costa</i>	897
Effect of test setup on the tensile behavior of textile-reinforced mortar <i>Nima Azimi, Daniel V. Oliveira, Paulo B. Lourenço</i>	909

## Sistemas de controlo e isolamento sísmico

Estudo para comparação do desempenho e custo de edifícios com e sem isolamento de base – Aplicação ao novo edifício do hospital das forças armadas <i>Diogo Alves, Luís Guerreiro, António Câmara</i>	921
Observação e interpretação do comportamento dinâmico de barragens de betão <i>Jorge Pereira Gomes, José Vieira de Lemos, Sérgio Pereira, Álvaro Cunha</i>	933

## Prevenção, mitigação, educação e proteção civil

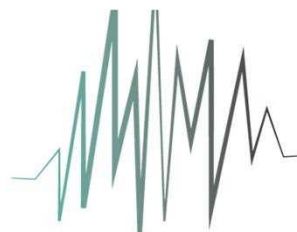
Identificação de mega roturas na vertente sobranceira à Fajã dos Cubres, ilha de São Jorge (Açores) – Proposta de monitorização <i>Paulo Amaral, Ana Malheiro, André Santos, Filipe Marques, Leticia Cunha</i>	953
---	-----

Risco sísmico em Almada: do diagnóstico ao planeamento e gestão do risco 965  
*Filipe Ribeiro, Maria Luísa Sousa, António A. Correia, Delta Silva,  
Alexandra Carvalho, Marta Vicente, A. Aires, A. Godinho*

## Geotecnia

Determinação da faixa de segurança no topo de taludes de natureza 979  
vulcânica com recurso a análise de estabilidade em condições estáticas e  
pseudoestáticas  
*Paulo Amaral, Letícia Cunha, Filipe Marques, Ana Malheiro, André Santos*

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Palestras***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ON THE USE OF SEISMIC RISK PARAMETERS TO DEFINE AND OPTIMISE RETROFITTING OF BUILDINGS BASED ON MULTIPLE CRITERIA**

**RICARDO MONTEIRO**  
Professor Associado  
IUSS Pavia

### **SUMÁRIO**

A vulnerabilidade sísmica e a resposta inadequada dos edifícios existentes durante terremotos passados aumentam a consciencialização para a necessidade de melhorar o seu desempenho. A definição de possíveis alternativas de reforço pode ser baseada em diferentes variáveis, que vão desde critérios de código de verificação de estados limite a variáveis mais avançadas, baseadas no risco de segurança estrutural ou perdas económicas. Este artigo investiga a utilização de parâmetros de risco estrutural e económico na escolha e quantificação de soluções de reforço para um edifício existente localizado em Itália. A avaliação do desempenho sísmico do edifício é realizada utilizando uma abordagem prática e simplificada para avaliação de risco, atualmente adotado pela legislação italiana. São considerados diferentes níveis de perigosidade sísmica, demonstrando que a consideração de medidas de risco mais avançadas, como as perdas económicas anuais, na escolha da solução de reforço a adotar, pode ser vantajosa em termos do retorno a longo prazo do investimento inicial, quando comparado com uma solução baseada exclusivamente na segurança estrutural.

### **ABSTRACT**

The seismic vulnerability and inadequate behaviour of existing buildings observed during past earthquakes all over the world have raised awareness of the need to upgrade their performance. The definition of possible retrofitting interventions depends on several variables that span from practice-based code criteria to more performance-based variables, such as structural safety risk and economic loss. This paper explores the use of structural and economic risk-based parameters in the selection and quantification of retrofitting solutions for a case study building located in Italy. The seismic performance assessment of the building is carried out using a practice-oriented framework for risk assessment, currently adopted by the Italian legislation. Different seismic hazard levels are tested and it is demonstrated that the inclusion of more advanced risk measures, such as expected annual losses, in the retrofit choice can be advantageous in terms of the long-term return of the initial investment, when compared to a solution based only on structural safety.

**PALAVRAS-CHAVE:** Risco sísmico, edifícios existentes, reforço estrutural, perdas económicas.



## 1. INTRODUCTION

Seismic retrofitting foresees the upgrade of existing buildings, by addressing the aspects that render them vulnerable and compromise a proper performance and the safety of their occupants during earthquake events. Many retrofitting solutions have been studied and adopted in various building types for the past decades, from conventional approaches to more sophisticated methods, as discussed in the work by Pampanin [1]. A vast range of different options, techniques and materials are available to significantly improve the overall performance of existing buildings. For instance, Fig. 1 outlines a series of strategies suggested by ATC-40 [2], which addresses structural strengthening and stiffening as well as the increase of a building's deformation capacity. Additionally, ATC-40 [2] discusses base-isolation and energy dissipation devices as alternatives to act upon the seismic demand side, decreasing it.

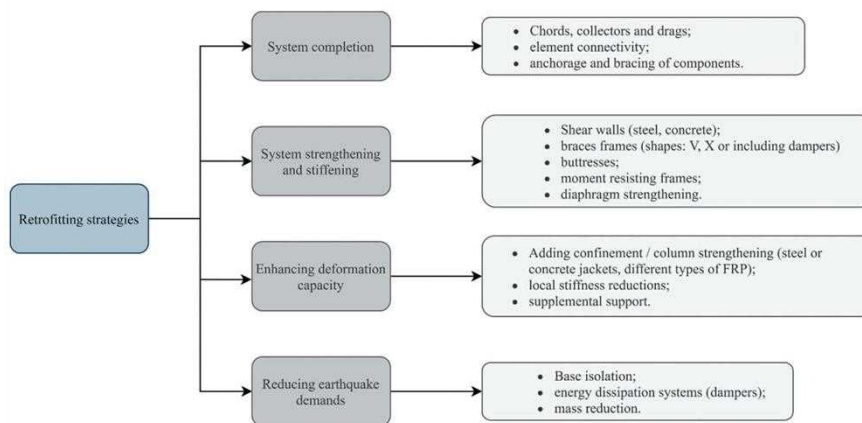


Fig. 1 - Retrofitting strategies involving building strengthening and stiffening, as well as seismic demand reduction, ATC-40 [2].

Differently from typical approaches adopted over the past decades, a more rational approach for the selection and design of a retrofitting intervention should consider the seismic risk of the assessed building, guaranteeing an adequate performance in terms of minimum level of safety against structural collapse and adequate protection of non-structural elements, which can block exits and/or harm people. In this sense, several authors [3,4] have indicated that, before the structural collapse, about 80% of the expected annual losses (EAL) in RC frame buildings are associated with damage to non-structural elements. According to Taghavi and Miranda [5], non-structural components account for approximately 80% to 90% of the total monetary investment in office, hotel and hospital buildings, respectively, in the United States. Despite their importance, most of the non-structural elements are not seismically designed thus are vulnerable to relatively low levels of earthquake action, leading to high economic losses due to their poor seismic performance, as highlighted by Sousa and Monteiro [6]. Therefore, the choice for a retrofitting strategy should also take EAL into account.

Current building codes include sections for the assessment of existing structures with provisions to be complied with for serviceability conditions and ultimate capacities. For instance, Eurocode 8 [7] foresees three limit states, which need to be verified in terms of structural and deformation capacity. Similarly, FEMA 356 [8] specifies provisions of strength and capacity verification, as well as several limit states to ensure the adequate performance of non-structural elements. Alternatively, the guidelines for assessment of existing buildings in New Zealand [9] evaluate the strength hierarchy for RC beam-column joints and the combined flexural-shear capacity mechanism of columns and walls. In the light of these diverse approaches, it is essential to conduct a multi-parameter performance assessment to uncover the main deficiencies of an existing building that will need to be addressed by a retrofitting strategy, which will improve its overall performance.

A commonly adopted approach in retrofitting is to strengthen buildings to increase their lateral strength capacity [10,11]. However, in the development of such retrofit schemes, the mitigation of some structural weaknesses might give rise to other complications. For example, O'Reilly and Sullivan [12] found that by strengthening and stiffening the structural system of existing reinforced concrete (RC) frames, their risk, defined in terms of expected annual losses (EAL), increased considerably. The benefits reached through strengthening and stiffening to improve the collapse capacity and to reduce drift-sensitive losses were counteracted by higher floor acceleration demands, thereby increasing losses in acceleration-sensitive non-structural elements and subsequently resulting in a net increase in the EAL. Furthermore, another issue with the choice and implementation of retrofitting techniques is the lack of specific code requirements. According to Prebix and Burke [13], there is no agreement among design codes on the main aspects that contribute to a building's global performance.

Generally, different aspects are considered however they are assessed separately rather than integrated to an improved overall performance. Even recent building codes simply state that existing constructions should meet the same level of safety prescribed for new buildings, which often represents an impossible philosophical concept that cannot be applied to reality, as underlined by Calvi [14]. Similarly, it may not be economically feasible to try to reach, at all cost, a pre-determined probability of collapse [14] or the limits defined in specific literature [15]. Moreover, all retrofitting alternatives applied by practitioners have inherent advantages and disadvantages related not only to the level of a building's performance but also to different socio-economic aspects that might be important to decision-makers.

Acknowledging the complexity of the seismic retrofitting topic, different methods have been proposed to evaluate the performance of retrofitting strategies to make informed decisions regarding whether seismic retrofitting is advantageous and/or appropriate for a specific building. A notable example is the approach proposed by Caterino et al. [16], who have compared different versions of a multi-criteria decision-making procedure considering both socio-economic and structural variables, to rank a set of retrofitting solutions. Similarly, other aspects as invasiveness, execution time, technical handwork, architectural impact and occupancy disruption play a key role at the time of selecting the most convenient retrofitting method and have influence on the final decision selecting a seismic retrofit configuration [14,16]. According to [17] four major objectives should be considered to understand the level of feasibility of seismic retrofitting in existing structures. These objectives include: i) assess how the building location influences the annual probability of attaining or exceeding specified performance levels; ii) develop a framework to determine the economic feasibility of the retrofit intervention; iii) establish the impact that accomplishable loss reduction, investment return period and cost of implementation have on the economic feasibility of seismic retrofitting; iv) evaluate the influence and performance of retrofit strategies for a given a case-study building. Moreover, from a sustainability perspective, the production of material leads to carbon dioxide emissions, which have a significant impact on the environment [18] therefore a retrofitting intervention that produces low carbon dioxide emission during its life-cycle [18] or is considered environmentally friendly would also be advantageous.

It is hence clear that selecting the best retrofitting solution is not a simple and straightforward task [16]. Moreover, in some cases, it is necessary to establish if it is more convenient to repair and retrofit or to demolish and rebuild. As such, this study implements an MCDM evaluation methodology based on multiple criteria to determine the most convenient intervention among a set of retrofitting strategies, using an existing RC school building as case-study. Before the implementation of the multi-criteria retrofitting comparison approach, a simple example is carried out to evaluate and demonstrate the opportunity of considering risk metrics that are usually not included, namely expected annual losses, in the selection of the retrofitting strategy level of design/performance. Then, a final ranking is obtained using the selected evaluation methodology, including multiple criteria and the outcomes of a refined nonlinear

performance assessment and loss estimation analysis. The case-study building was selected in view of the inadequate behaviour of existing school buildings observed in previous studies dealing with the assessment of the seismic vulnerability of old Italian school buildings and proposal of intervention techniques to improve their overall performance [19,20]. Moreover, the poor performance of these structures is documented by the collapse of several school buildings observed during seismic events in Italy. A school in San Giuliano di Puglia, for instance, collapsed during the 2002 Molise earthquake causing 30 fatalities [21].

## **2. METHODOLOGY – SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT AND COMPARISON OF RETROFITTING INTERVENTIONS**

Different methodologies for the assessment of retrofit interventions for existing buildings, based on different criteria and featuring different complexity levels, have been proposed in the past [22]. The common underlying principle is to provide a ranking of a set of retrofitting solutions, where the most convenient strategy is the one ranking first. The idea is to go beyond a pure cost-benefit analysis to determine the financial goodness of the retrofitting interventions, when only monetary aspects are considered. Multiple decision variables (DVs) can be used, based on structural response characteristics, economic variables, or a combination of both, to determine the optimal retrofit alternative from a set of candidates. The MCDM method, as a comprehensive decision support framework, can accommodate a broad range of decision variables encompassing economic considerations, structural response, social aspects and environmental impacts (EIs) to name a few. For the more complex analysis variables, such as expected annual losses or mean annual frequency of collapse, simplified or detailed methods of analysis can be employed, as briefly described in Sections 2.1 and 2.2, respectively. Finally, Section 2.3 briefly describes the comparative assessment and ranking method – multi-criteria decision-making (MCDM) that will make use of the set of decision variables that were mentioned above.

### **2.1. Detailed collapse assessment and economic loss estimation**









This study features two distinct phases of structural performance assessment. The first phase involves using a simplified nonlinear static procedure to estimate the displacements at which the as-built and retrofitted structures attain different performance limit-states (performance points) stipulated by the Italian building code (NTC-2018) [23]. The N2 assessment method [24] was adopted for this study as it is one of several acceptable assessment methods outlined in the NTC-2018 [23]. As part of the initial seismic assessment of the as-built configuration, the N2 method can be used to identify critical structural weaknesses that limit the performance of the building and help guide the design of the various retrofit alternatives. In the second phase of the analysis a detailed seismic performance and loss assessment is performed utilising non-linear time-history analyses (NLTHA) and the well-established PEER-PBEE methodology [25]. The PEER Performance Assessment and Calculation Tool (PACT) is used to perform the required loss assessment calculations. A further description of the PEER-PBEE assessment framework and its implementation can be found in the FEMA P-58 series of reports [26–28] or the work by Günay and Mosalam [29]. These research-based methodologies used for the seismic assessment of buildings are different and more complex than those used in the engineering practice field. For this reason, a simplified alternative for structural safety and economic loss estimation, described in Section 2.2, is also envisaged in this study, to represent the likely-preferred approach by practitioners and to have a preliminary perspective on the advantage of including life-safety limit state-based verifications and EAL estimates in the retrofitting assessment process.

## 2.2. Simplified structural safety and economic loss estimation

The framework adopted in this study to estimate a limit-state safety index and expected annual losses (EAL) is the one recently approved by the Italian government [30] foreseeing tax deductions for seismic strengthening interventions on existing buildings. Such a framework is regulated by a guideline describing a procedure, also known as Sismabonus, which is used to estimate the seismic risk of existing buildings on the Italian territory [31]. The proposed classification system offers practitioners a straightforward approach to assess the initial seismic condition of a building and estimate its expected seismic annual losses, with which the effectiveness of various retrofitting strategies in enhancing its seismic performance can be evaluated. It only requires nonlinear static analysis to be conducted, thus, it is a more practical and faster approach to assess seismic annual losses, in comparison to other methods, such as the PEER-PBEE methodology [25], which requires more detailed information about the building components inventory and the seismic hazard at the site. Furthermore, when compared to other available simplified procedures to estimate the EAL of a certain building, Sismabonus has the advantage of being already currently used in engineering practice in Italy. The choice of using Sismabonus is therefore motivated by the goal of the study and the desired level of practicality that is intended to be achieved, even though the loss estimation obtained with it have shown to be conservative with respect to the ones obtained with more refined methodologies [20].

A brief overview of the procedure is presented next, whereas more details are provided in Cosenza et al. [31]. The seismic risk class of the building is assigned based on the minimum of two performance indices, namely the building safety index (SI-LS), associated to a life-safety limit state verification, and the expected economic annual losses (EAL). Table 1 summarises the range of values and corresponding classes (G to A+) for both indices. The procedure starts with the computation of the pushover curves in the two horizontal directions and the assessment of two damage limit states: Damage Limitation (DLLS) and Life Safety (LSLS). The attainment of each limit state is then evaluated according to the current Italian building code [23]. To estimate the first index (SI-LS), it is necessary to calculate the capacity peak ground acceleration (PGAC), which is defined as that required to cause the building to attain the LSLS, and demand peak ground acceleration (PGAD), which corresponds to the design PGA at the building location, according to the hazard map, affected by the site amplification factor (MIT 2018). The second index (EAL) is estimated by computing the performance of the building for different return periods ( $T_r$ ) (expressed in terms of the mean annual frequency of exceedance,  $\lambda = 1/T_r$ ) and the associated repair costs (%RC). It is worth noting that the %RC assumed in Sismabonus were calibrated from the actual repair costs observed during the L'Aquila reconstruction process [32,33], thus corresponding to the specific features of typical Italian buildings. The loss curve is hence defined by the points ( $\lambda$ , %RC) representative of each limit state, while the area below the curve represents the EAL (expressed in percentage of the building replacement cost). Once both indices are assessed, the minimum of the SI-LS and EAL classes determines the overall seismic risk class of the building (Table 1).

Table 1- Risk classification according to the Sismabonus framework (Cosenza et al. 2018).

Expected annual losses Classification [EAL]	Life-safety index Classification [SI-LS]	Overall Classification Ranking
$EAL \leq 0.5\%$	$1.00 \leq IS-V$	A+ 
$0.5\% \leq EAL \leq 1.0\%$	$0.80 \leq IS-V \leq 1.00$	A 
$1.0\% \leq EAL \leq 1.5\%$	$0.60 \leq IS-V \leq 0.80$	B 
$1.5\% \leq EAL \leq 2.5\%$	$0.45 \leq IS-V \leq 0.60$	C 
$2.5\% \leq EAL \leq 3.5\%$	$0.30 \leq IS-V \leq 0.45$	D 
$3.5\% \leq EAL \leq 4.5\%$	$0.15 \leq IS-V \leq 0.30$	E 
$4.5\% \leq EAL \leq 7.0\%$	$IS-V \leq 0.15$	F 
$7.0\% \leq EAL$		G 

### 2.3. Multi-Criteria Decision Making

MCDM frameworks evaluate different decision variables (DVs) using an analytical hierarchy process (AHP) [34] that ranks, typically in a deterministic fashion, a set of alternatives based on the characteristics/ performance of the diverse options. The deterministic MCDM method adopted in this study is based on that described in Caterino et al. [35], who examined four retrofit alternatives for an existing RC residential building, and adapted later on by Clemett et al. [36], exploring technical and social parameters known to influence the selection of retrofit alternatives. To perform the MCDM analysis, the AHP introduced by Saaty [34] is used, in addition to the “technique for order preference by similarity to ideal solution” (TOPSIS), defined by Hwang and Yoon [37], to rank the assessed options according to their relative closeness to an ideal alternative. This ideal alternative represents the option with the most convenient features, for example, best performance and lowest cost. Nevertheless, the closeness to an ideal solution depends on the weights given to each DV by the analyst, as well as to their specific values, as further explained in the following sections. Furthermore, these aspects are linked to the building’s typology, the perspective of whoever is carrying out the retrofitting, the building owner’s budget/needs, and the configuration of the retrofit interventions.

The TOPSIS approach consists in the following steps. The decision maker is first asked to define a set of relevant criteria – decision variables (DVs) – which will be used to evaluate the relative performance of each retrofitting alternative considered. Each DV of the set is then assigned a weighting factor based on how much important it is to the decision maker if compared to the other parameters (i.e., a higher weight factor indicates that a variable is assumed to be more important than one with a lower weight). In other words, weights are intended to amplify or de-amplify the relative importance of one DV with respect to another for each considered retrofitting solution. Weighting factors can be determined using rigorous methods, such as the analytical hierarchy procedure (AHP) [34], or be based on engineering judgment. Once weights are defined for each alternative option, the ideal and least ideal solutions based on each single decision variable considered are identified, by taking for each criterion the best and worst performance values amongst the investigated options. These best and worst options can then be compared with all the other retrofitting options by calculating the n-space Euclidean distance between the decision matrix values for a single option and those of the ideal and least ideal solutions. Lastly, once the relative closeness of each alternative to the ideal solution is calculated, the one with the highest relative closeness (i.e., the farthest

from the least ideal) is selected as the optimal solution. The relative closeness values vary between 0 and 1, with the unit value corresponding to the ideal solution.

The weight vector adopted in this study was determined using AHP and the professional judgment of the authors, assuming that the decision maker is the owner and operator of the building and that the retrofit interventions must be completed during the summer holiday period when the school is empty. A detailed discussion of additional assumptions for assigning weighting factors can be found in Carofilis et al. [38] and Clemett et al. [36]. It is important, however, to underline that the choice of the weights is the largest source of uncertainty in this MCDM procedure, and it can significantly impact the results of the decision analysis, as demonstrated in Carofilis et al. [38].

### 3. CASE-STUDY BUILDING AND SEISMIC HAZARD MODELLING

The selected case-study structure is a reinforced concrete (RC) moment resisting frame (MRF) school building with unreinforced masonry (URM) infills, located in Isola del Gran Sasso d'Italia, Abruzzo, Italy [39], representative of the Italian school buildings constructed between the 1960s and 1970s, according to Borzi et al. [40]. The building has two aboveground storeys and a small partial basement at the east end. The first and second floors have areas of roughly 630 m<sup>2</sup> and inter-story heights of 3.75 and 4.25 m, respectively. The structural system consists of two-way RC MRFs in the longitudinal and transverse directions, along with URM infills and partitions. More details on the school building, including architectural plans and elevations, can be found in Prota et al. (2020). The building is located in a region of moderate seismic hazard, with a reference peak ground acceleration (PGA) on rock for the 712-year return period (life-safety return period) for building class III according to NTC 2018 [23], of 0.293g.

A numerical model of the case-study building was developed using the OpenSees 3.3.0 software [41]. The model comprises flexural elements (i.e., beams and columns), beam-column joints (BCJs), a staircase, and masonry infills, simulating the structural behaviour of older Italian RC frames. Concrete and steel material properties were defined according to Prota et al. [39], whereas the masonry infills were assumed to have the same geometry and material properties as the medium-strong masonry infill typology in the macro-level classification proposed by Mucedero et al. [42]. Further details on the numerical modelling of the RC frame members and on the equivalent diagonal struts modelling approach, followed to model the URM infills, can be found in Carofilis et al. [19,22] and Clemett et al. [43], respectively.

In order to properly evaluate the performance of the case-study building and its retrofit strategies, a refined nonlinear dynamic seismic assessment was conducted, based on multiple-stripe analysis (MSA) and loss estimation. Consequently, the software OpenQuake [44] was used to carry out the probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) and disaggregation analyses for the site location. The Italian seismic source model MPSO4 [45] and the ground motion model by Akkar, Sandikkaya, and Bommer [46] and Sandikkaya, Akkar, and Bard [47] were adopted. Then, ground motion record selection was carried out using average spectral acceleration (AvgSA, Kohrangi et al. [48]) as intensity measure to account for the diverse structural periods (coming from the as-built and four retrofitted configurations) in one single record selection. A set of 20 pairs of ground motion records in two horizontal components were selected from the Engineering Strong-Motion (ESM) database [49] for ten return periods: 30, 45, 75, 100, 200, 475, 712, 975, 1463 and 2475 years.

## 4. SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT AND RETROFITTING ALTERNATIVES

Carofilis et al. [22] conducted a detailed performance assessment for this case-study school building and highlighted the poor overall seismic performance. Consequently, different seismic retrofitting strategies were proposed to not only boost the building's structural capacity, but also to meet the code-defined limit state requirements of NTC-2018 [23]. Nevertheless, when this cannot be achieved (e.g. due to excessive cost or material requirements) the maximum improvement that can be realistically reached is accepted and evaluated even if the performance is technically less than required by the code. Given the structural deficiencies identified by the seismic assessment of the building in the as-built condition, four different seismic retrofit alternatives were considered (Fig. 2). Strategy A1 involves carbon fibre reinforced polymer (CFRP) wrapping of columns along with CFRP bars, as well as CFRP strips placed on beam-column joints. Strategy A2 implements exterior cross-steel braces in some strategic locations of the building. Strategy A3 combines the two previous interventions (i.e. CFRP and steel braces) and, lastly, strategy A4 combines CFRP and viscous dampers placed strategically in the building. Further details of the original and retrofitted configurations, as well as their design, can be found in Carofilis et al. [22]. Additionally, for all the alternatives, a seismic gap between the URM infills and the RC frame was introduced, reducing both the column-infill interaction and the shear forces acting on the columns. All four retrofitting strategies, illustrated in Fig. 2, meet the drift requirements of NTC 2018 but present different overall performance.

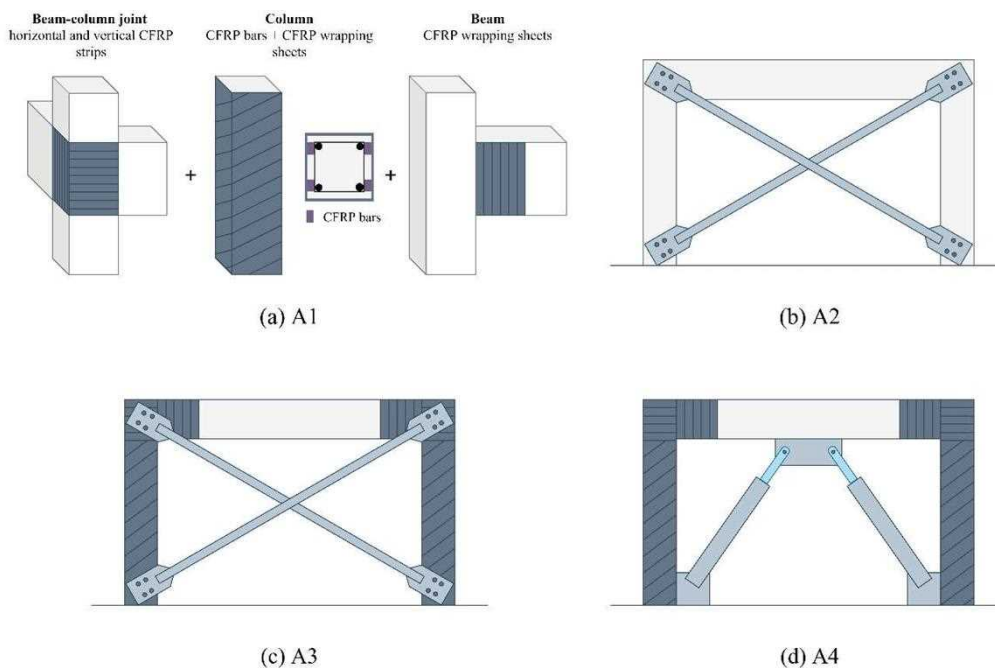


Fig. 2 - Retrofitting approaches: (a) CFRP wrapping along with CFRP bars in columns and CFRP strips in joints; (b) steel bracing in specific bays; (c) combination of CFRP and steel bracing; (d) combination of CFRP and viscous dampers.

### 4.1. Simplified assessment and cost-benefit analysis

The seismic risk classification guidelines for Italy described in Section 2.2 were applied to the first three retrofitting alternatives (the fourth solution could not be analysed with the Sismabonus framework). With respect to the detailed assessment in Section 4.3, an additional retrofitting level, corresponding to the minimisation of the expected annual losses, was also considered to understand the implications of, from a practitioners'

perspective, designing the retrofitting interventions for a lower initial investment and lower increase in the loss performance. It is recalled that the guidelines are simple to use and can be applied for tax deductions after conducting structural upgrading of buildings. The reduction of taxes is related to the number of upgraded classes achieved by a retrofit intervention – for tax deduction to take place, an increase of at least two classes is necessary. The IS-V and EAL for the original and each retrofitted configurations of the case-study school building were obtained by applying the procedure described in the Sismabonus guidelines. The procedure employs the N2 method [24] to find the performance capacity for each limit state (SLO, SLD, SLV and SLC), expressed in terms of PGA. The parameter IS-V is computed as the ratio between the capacity and demand PGAs for the life-safety limit state (SLV), whereas the EAL is estimated through the mean annual frequency of exceedance (MAFE) of the PGA for each limit state. This procedure is comprehensively illustrated in O’Reilly et al. [20] for the existing case-study school buildings considered herein. The risk classification for the original and each retrofitted configuration are reported in Table 2.

Subsequently, the cost-benefit analysis was carried using the approach adopted by Sousa and Monteiro [6], who determined the cost and benefit of implementing non-structural strengthening interventions by comparing the time necessary for the payoff of the initial retrofit investment. This comparison was achieved through the benefit-cost ratio (BCR), which is defined as the ratio between the net present value NPV change (or the EAL) obtained with the retrofitting strategy and the initial retrofit investment. The BCR also yields breakeven times, obtained from the NPV (i.e. T such that BCR (T) = 1), as in Equation 1, where  $C_{retrofit}$  is the initial cost of the intervention and  $r$  is the rate of return that considers the change in cash flow over time. If the breakeven point exceeds the remaining lifespan of the building, the strategy can be considered of little value from an economic point of view. A lifespan of 100 years was considered for the case-study school investigated herein since it is classified as a critical facility [23]. The retrofit costs were estimated based on published information [35,50] and following recommendations by practitioners and manufacturers.

$$BCR(T) = \frac{NPV_{as-built} - NPV_{retrofitted}}{C_{retrofit}} = \frac{\sum_{t=1}^T \frac{EAL_{as-built}}{(1+r)^t} - \sum_{t=1}^T \frac{EAL_{retrofitted}}{(1+r)^t}}{C_{retrofit}} \quad (1)$$

Table 2- Simplified assessment and cost-benefit analysis results.

A1	As built	Partial retrofit	Minimising EAL
IS-V [%] (Class)	38 (D)	58.5 (B)	105 (A+)
EAL [%], (Class)	1.4 (B)	0.73 (A)	0.48 (A+)
Risk Class	D	B	A+
Retrofit cost [€]	-	534,345.00	633,598.00
Break-even time [years]	-	79	52
A2	As built	Partial retrofit	Minimising EAL
IS-V [%] (Class)	38 (D)	55 (B)	94 (A)
EAL [%], (Class)	1.4 (B)	0.81 (A)	0.48 (A+)
Risk Class	D	B	A
Retrofit cost [€]	-	85,954.00	96,994.00
Break-even time [years]	-	6	4
A3	As built	Partial retrofit	Minimising EAL
IS-V [%] (Class)	38 (D)	59 (B)	96 (A)
EAL [%], (Class)	1.4 (B)	0.73 (A)	0.49 (A+)
Risk Class	D	B	A
Retrofit cost [€]	-	131,625.00	137,140.00
Break-even time [years]	-	8	6



There are two main observations that can be made from the simplified assessment results. The first is that carrying out a simple cost-benefit analysis hence basing the comparison exclusively on the monetary costs, identifies retrofitting A2 as the ideal alternative, closely followed by A3, given these have the lowest break-even times, much lower than A1. The break-even time of solution A1 is actually higher than a possible remaining life of the building of, e.g., 50 years, which renders this solution definitely unsuitable. The other aspect, and most importantly, is the preliminary demonstration that targeting the optimisation of a risk-based parameter, namely EAL, has led to a more efficient solution with respect to considering only partial retrofit, given that the break-even time reduced for all the alternatives (third and fourth columns in Table 2). This simple comparison is very important to underline the importance of risk parameters in the retrofitting definition and choice, as well as introducing a more thorough multi-criteria evaluation analysis (MCDM) presented in Section 4.2.

### 4.2. Detailed collapse and loss estimation

The results of the nonlinear static analysis show how the adoption of any of the retrofitting configurations leads to an improvement of the lateral capacity of the case-study school building, as illustrated in Fig. 3 (left). Furthermore, the structural improvement of these strategies also reflected in the reduced drift profiles for both serviceability limit states (SLO and SLD). The maximum storey drifts decrease considerably to the point of meeting the code limits (NTC-2018 [23]). In the case of the ultimate limit states (SLV and SLC), the storey drifts are also controlled, mitigating the drift concentration observed for the as-built configuration. For what concerns the dynamic response, MSA was carried out for all the retrofitted options and the maximum peak floor acceleration (PFA) and peak story drift (PSD) profiles were determined and compared to the as-built model.

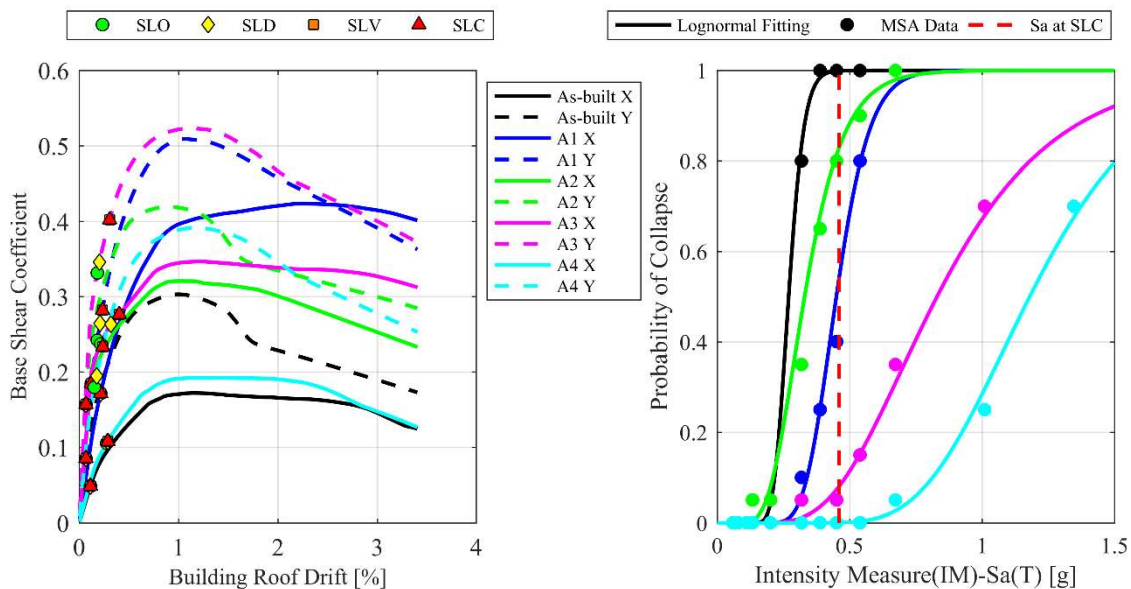


Fig. 3 - Structural response using the different retrofit strategies: (left) lateral strength and (right) collapse fragility functions.

From a dynamic analysis point of view, as illustrated in Fig. 3 (right), only two strategies, A3 and A4, substantially reduced the collapse vulnerability of the school building. The collapse fragility functions, illustrated in Fig. 3 (right), were defined based on the criteria of NTC-2018 [23], i.e. building collapse was defined by the first failure of a RC member. The number of collapses at each intensity measure level (i.e. spectral acceleration) is expressed as a fraction of the total number of records and then used to compute the

probability of failure. The collapse probability data points, referring to MSA data, were fitted with a lognormal distribution through the maximum likelihood method, as suggested by Baker [51]. Subsequently, the loss assessment, in terms of expected annual losses (EAL), was carried out following the FEMA P58 guidelines [25], using the software PACT [52], for ten return periods, considering 200 realizations. Table 2 lists the EAL obtained for each model. The replacement cost of the case-study school building was estimated using available information on Italian school buildings reported after the 2012 Emilia-Romagna earthquake [53] using a general price per floor area, rather than an individual component-based cost summation approach.

As observed in Table 3, all solutions reduce the expected economic losses (EAL). For instance, the effect of A1 on enhancing the deformation capacity of the building can be translated as fewer collapse cases and thereby less expected economic losses. A2 also decreases EAL but not as significantly as compared to the other alternatives. In the case of A3, the combined action of steel braces and CFRP control the deformation and stiffness of the building, resulting again in fewer collapse scenarios. However, its EAL is slightly larger than that A1 due to higher PFAs, which enlarge the damages to acceleration-sensitive non-structural elements. On the other hand, A4 is the only strategy that achieves a substantial reduction of EAL, given that both demand parameters (PSD and PFA) are greatly diminished by the added viscous damping. Therefore, should EAL be the only parameter exclusively considered, A4 would be the most effective strategy.

Table 3 - Expected annual loss ratio and total replacement cost.

Model	Expected annual loss, EAL [%]	Replacement Cost [€]
As-built	1.56	
A1	0.54	
A2	1.15	2,652,465.00
A3	0.60	
A4	0.24	

As such, from the structural performance assessment and refined analyses (i.e. collapse vulnerability and loss estimation) viewpoint, A4 would be recognised as the most satisfactory retrofit strategy. This alternative complies with the Italian code requirements [23] for the ultimate and serviceability limit states. Additionally, it improved the overall performance of the school building by reducing its collapse vulnerability and expected losses. In terms of overall seismic performance, this strategy is followed by A3, the second-best improvement in all the aforementioned aspects. Although A2 and A1 exhibited a better performance in comparison to the as-built configuration, they could not increase the safety against collapse since their collapse margin ratio (i.e. the ratio between the median collapse intensity and the intensity at the collapse prevention limit state) is lower than unity [54]. Further analyses and details related to the seismic performance and loss estimation of the different retrofitted configurations can be found in Carofilis et al. [22].

### 4.3. MCDM-based retrofitting assessment

Following the detailed assessment of the different retrofitting approaches, the MCDM approach, integrating multiple criteria, as described in Section 2.1, was applied to the case-study building, with a view to identify the optimal retrofitting strategy, from a more comprehensive viewpoint. For the implementation of the MCDM method, the corresponding decision matrix is presented in Table 4, containing the values of the decision variables with respect to each of the retrofitting alternatives.

Table 4 - Decision matrix D and weight vector w for the different decision variables.

	C <sub>1</sub> [€]	C <sub>2</sub> [€]	C <sub>3</sub> [days]	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>	C <sub>7</sub>
Alternative	1,689,204.10	1,252,917.10	49	0.66	0.42	2.70	1.00
A1	7,583.52	17,442.10	8	0.12	0.12	14.8	1.00
A2	826,875.20	1,421,941.70	41	0.17	0.05	14.8	0.46
A3	1,034,701.00	660,686.30	39	0.05	0.42	1.13	0.23
A4	1,689,204.10	1,252,917.10	49	0.66	0.42	2.70	1.00
Weight	0.307	0.032	0.032	0.108	0.035	0.179	0.307

The installation cost (C<sub>1</sub>) for all the retrofit options (A1 to A4) considered for the case-study building, were based on the necessary quantities for the design of each retrofit option and was estimated according to published information [35,55] and following recommendations by practitioners and manufacturers operating in the Italian industry. The maintenance costs (C<sub>2</sub>) and execution time (C<sub>3</sub>) were estimated from [35,55], which deals with similar retrofitting strategies. The functional compatibility (C<sub>4</sub>) and technology level (C<sub>5</sub>) were assessed through qualitative criteria following the TOPSIS method [37]. For example, A1, consisting of CFRP, is less invasive than implementing steel braces (A2 and A3). Nevertheless, viscous dampers significantly affect the architectural aspect of the building, hence A4 is the strategy that presents lower functional compatibility. In the case of C<sub>5</sub> (technology level), the application of retrofitting strategies A1 and A4 requires particular skills and technical knowledge. On the other hand, placing steel braces does not require a specialized professional preparation, so A2 and A3 are accounted as strategies with a low technology level. Furthermore, the intervention at the foundation level (C<sub>6</sub>) was determined as the ratio of the maximum vertical reaction of each alternative to the maximum vertical reaction of the as-built configuration. For the DV C<sub>7</sub>, the expected loss ratio corresponding to the significant damage limit state was adopted in lieu of the probability that the PGA of ground motions at the site exceeds the PGA capacity at the limit state in a 50-year period, as used by Caterino et al. [35]. The different retrofit strategies are therefore ranked as reported in Table 5, from left to right, i.e. from the highest to the lowest relative closeness (C<sub>i</sub>\*), as most ideal to less ideal solution. The highest-weight variables are the total retrofit cost (C<sub>1</sub> = 0.307), loss intensity-based (C<sub>7</sub> = 0.307), and intervention on the foundation (C<sub>6</sub> = 0.179). Strategy A4 is the most advantageous, although its installation cost is not the lowest. Nevertheless, the low intensity-based loss and intervention on the foundations (0.23 and 1.13, respectively) very likely placed this strategy in the first place of the ranking.

Table 5 - Retrofit strategy ranking for the case-study building.

Rank order	Relative closeness
A4 - A2 - A3 - A1	0.55 - 0.53 - 0.47 - 0.33

## 5. CONCLUSIONS

This paper discussed the importance of risk-based parameters in the evaluation of four retrofit strategies for a case-study RC school building in Italy. A first, simplified assessment exercise was carried out using a simplified structural safety and loss assessment estimation (Sismabonus) currently employed in Italy to analyse the impact of considering expected annual losses in the choice of the optimal retrofitting scheme. Then, different decision variables (DVs) were assessed regarding the set of alternatives to select the most convenient option through a more comprehensive multi-criteria decision-making (MCDM) framework. The main conclusions that can be drawn from this study are as follows:

- The simplified assessment and cost-benefit analyses demonstrated how targeting the minimisation of expected annual losses led to more optimised retrofit solutions, in spite of the higher initial investment, given that corresponding break-even periods turned out lower;

- The consideration of an additional set of decision variables – structural, economic and technical/social – within a multi-criteria comparative assessment framework (MCDM) confirmed the ranking obtained with the simplified approach, likely due to the higher weight assigned to the economic variables;
- Both methods illustrated more rational ways of identifying and choosing retrofitting alternatives for existing buildings in need, considering long-term economic repair losses in the decision-making.

## 6. ACKNOWLEDGMENTS

The work presented in this paper was developed within the framework of the projects “ReLUIIS 2022-2024”, funded by the Italian Civil Protection Department, and SERENE - 2022.08138.PTDC, funded by the Portuguese Foundation for Science and Technology. The support of Wilson Carofilis, Nic Clemett, Rita Couto and Gianrocco Mucedero with analyses, results and reviews is gratefully acknowledged.

## 7. REFERENCES

- [1] S. Pampanin, Controversial aspects in seismic assessment and retrofit of structures in modern times: Understanding and implementing lessons from ancient heritage, *Bull. N. Z. Soc. Earthq. Eng.* 39 (2006) 120–133.
- [2] Applied Technology Council (ATC) .1996., Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, n.d.
- [3] H. Aslani, Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings, Stanford University, 2005. <https://search.proquest.com/openview/e0b374032cd05de724e28c31e4e7d333/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y> (accessed March 9, 2024).
- [4] D. Cardone, G. Perrone, Damage and Loss Assessment of Pre-70 RC Frame Buildings with FEMA P-58, *J. Earthq. Eng.* 21 (2017) 23–61. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1149893>.
- [5] S. Taghavi, M.M. Miranda, Response assessment of nonstructural building elements, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
- [6] L. Sousa, R. Monteiro, Seismic retrofit options for non-structural building partition walls: Impact on loss estimation and cost-benefit analysis, *Eng. Struct.* 161 (2018) 8–27.
- [7] B.S. Institution, E.C. for Standardization, B.S.I.S. Policy, S. Committee, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance: Assessment and retrofitting of buildings, British Standards Institution, 2005.
- [8] R. Engineers, FEMA 356: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report No, FEMA (2000).
- [9] Ministry of Business, Innovation and Employment, Earthquake Commission, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Structural Engineering Society, New Zealand Geotechnical Society., The seismic assessment of existing building, C5-Concrete buildings., 2017.
- [10] S. Foo, A. Davenport, Seismic hazard mitigation for buildings, *Nat. Hazards* 28 (2003) 517–536.
- [11] G.E. Thermou, A.S. Elnashai, Report about SPEAR project, Perform. Parameters Criteria Assess. Rehabil. IC Sci. Technol. Med. UK (2002).
- [12] G.J. O’Reilly, T.J. Sullivan, Probabilistic seismic assessment and retrofit considerations for Italian RC frame buildings, *Bull. Earthq. Eng.* 16 (2018) 1447–1485.
- [13] T.W. Perbix, P. Burke, Toward a Philosophy for Seismic Retrofit: The Seattle Experience, *Earthq. Spectra* 5 (1989) 557–569. <https://doi.org/10.1193/1.1585540>.
- [14] G.M. Calvi, Choices and Criteria for Seismic Strengthening, *J. Earthq. Eng.* 17 (2013) 769–802. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.781556>.

- [15] M. Dolšek, N. Lazar Sinković, J. Žižmond, IM-based and EDP-based decision models for the verification of the seismic collapse safety of buildings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 46 (2017) 2665–2682. <https://doi.org/10.1002/eqe.2923>.
- [16] N. Caterino, I. Iervolino, G. Manfredi, E. Cosenza, Comparative Analysis of Multi-Criteria Decision-Making Methods for Seismic Structural Retrofitting, *Comput.-Aided Civ. Infrastruct. Eng.* 24 (2009) 432–445. <https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2009.00599.x>.
- [17] R.J. Williams, P. Gardoni, J.M. Bracci, Decision analysis for seismic retrofit of structures, *Struct. Saf.* 31 (2009) 188–196.
- [18] A. Belleri, A. Marini, Does seismic risk affect the environmental impact of existing buildings?, *Energy Build.* 110 (2016) 149–158.
- [19] W. Carofilis, D. Perrone, G.J. O'Reilly, R. Monteiro, A. Filiatrault, Seismic retrofit of existing school buildings in Italy: Performance evaluation and loss estimation, *Eng. Struct.* 225 (2020) 111243.
- [20] G.J. O'Reilly, D. Perrone, M. Fox, R. Monteiro, A. Filiatrault, Seismic assessment and loss estimation of existing school buildings in Italy, *Eng. Struct.* 168 (2018) 142–162.
- [21] B. Borzi, P. Ceresa, M. Faravelli, E. Fiorini, M. Onida, Seismic Risk Assessment of Italian School Buildings, in: M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (Eds.), *Comput. Methods Earthq. Eng.*, Springer Netherlands, Dordrecht, 2013: pp. 317–344. [https://doi.org/10.1007/978-94-007-6573-3\\_16](https://doi.org/10.1007/978-94-007-6573-3_16).
- [22] W. Carofilis, G. Gabbianelli, R.N. CARVALHO MONTEIRO, Assessment of multi-criteria evaluation procedures for identification of optimal seismic retrofitting strategies for existing RC buildings, *J. Earthq. Eng.* 26 (2022) 5539–5572.
- [23] Norme Tecniche Per Le Costruzioni (NTC), n.d.
- [24] P. Fajfar, A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design, *Earthq. Spectra* 16 (2000) 573–592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>.
- [25] Applied Technology Council (ATC)., Seismic performance assessment of buildings: Volume 1 – Methodology. Report No. FEMA P58-1, Washington, D.C., 2012.
- [26] Applied Technology Council (ATC), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Report No. ATC-40: 1–2, Redwood City, California., 1996.
- [27] Applied Technology Council (ATC), Engineering guidelines for incremental seismic rehabilitation. Report No. FEMA P-420, Washington, D.C., 2009.
- [28] Applied Technology Council (ATC), Quantification of building seismic performance factors. Report No. FEMA P695, Washington, DC, USA, 2009., 2009.
- [29] S. Günay, K.M. Mosalam, PEER Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited, *J. Earthq. Eng.* 17 (2013) 829–858. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.787377>.
- [30] Decreto Ministeriale. Linee Guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni - 58/2017, Il ministero delle infrastrutture e dei trasporti, Rome, Italy, 2017.
- [31] E. Cosenza, C. Del Vecchio, M. Di Ludovico, M. Dolce, C. Moroni, A. Prota, E. Renzi, The Italian guidelines for seismic risk classification of constructions: technical principles and validation, *Bull. Earthq. Eng.* 16 (2018) 5905–5935.
- [32] M. Di Ludovico, A. Prota, C. Moroni, G. Manfredi, M. Dolce, Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake: part II—"heavy damage" reconstruction, *Bull. Earthq. Eng.* 15 (2017) 693–729.
- [33] M. Di Ludovico, A. Prota, C. Moroni, G. Manfredi, M. Dolce, Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake: part I—"light damage" reconstruction, *Bull. Earthq. Eng.* 15 (2017) 667–692.
- [34] T.L. Saaty, The analytic hierarchy process (AHP), *J. Oper. Res. Soc.* 41 (1980) 1073–1076.
- [35] N. Caterino, I. Iervolino, G. Manfredi, E. Cosenza, Multi-Criteria Decision Making for Seismic Retrofitting of RC Structures, *J. Earthq. Eng.* 12 (2008) 555–583. <https://doi.org/10.1080/13632460701572872>.

- [36] N. Clemett, W.W. Carofilis Gallo, G. Gabbianelli, G.J. O'Reilly, R. Monteiro, Optimal Combined Seismic and Energy Efficiency Retrofitting for Existing Buildings in Italy, *J. Struct. Eng.* 149 (2023) 04022207. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003500](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003500).
- [37] C.L. Hwang, K. Yoon, Multiple attribute decision making. *Lecture Notes in Economics and Mathematical Systems*, 1 (1981).
- [38] W.W.C. Gallo, N. Clemett, G. Gabbianelli, G. O'Reilly, R. Monteiro, Influence of Parameter Uncertainty in Multi-Criteria Decision-Making When Identifying Optimal Retrofitting Strategies for RC Buildings, *J. Earthq. Eng.* 27 (2023) 1769–1794. <https://doi.org/10.1080/13632469.2022.2087794>.
- [39] A. Prota, M. Di Ludovico, C. Del Vecchio, C. Menna, R. Frascadore, F. Palladino, V. Paolillo, G. Della Corte, Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021 WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati, *Camp. Italy RELUIS* (2020).
- [40] B. Borzi, P. Ceresa, M. Faravelli, E. Fiorini, M. Onida Definition of a prioritization procedure for structural retrofitting of Italian school buildings, in: *COMPDYN 2011 III ECCOMAS Them. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng. IACM Spec. Interest Conf. Programme Papadarakakis M Fragiadakis M Plevris V Corfy Greece Eur. Cent. Train. Res. Earthq. Eng. EUCENTRE*, 2011. <https://www.academia.edu/download/84545750/302.pdf> (accessed March 9, 2024).
- [41] F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition, *J. Comput. Civ. Eng.* 24 (2010) 95–107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000002](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002).
- [42] G. Mucedero, D. Perrone, E. Brunesi, R. Monteiro, Numerical modelling and validation of the response of masonry infilled RC frames using experimental testing results, *Buildings* 10 (2020) 182.
- [43] N. Clemett, W.W. Carofilis Gallo, G.J. O'Reilly, G. Gabbianelli, R. Monteiro, Optimal seismic retrofitting of existing buildings considering environmental impact, *Eng. Struct.* 250 (2022) 113391. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113391>.
- [44] Global Earthquake Model (GEM), *The OpenQuake-engine user manual*, 201710 (2017) 187.
- [45] C. Meletti, F. Galadini, G. Valensise, M. Stucchi, R. Basili, S. Barba, G. Vannucci, E. Boschi, A seismic source zone model for the seismic hazard assessment of the Italian territory, *Tectonophysics* 450 (2008) 85–108.
- [46] S. Akkar, M.A. Sandikkaya, J.J. Bommer, Empirical ground-motion models for point-and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East, *Bull. Earthq. Eng.* 12 (2014) 359–387.
- [47] M.A. Sandikkaya, S. Akkar, P.-Y. Bard, A nonlinear site-amplification model for the next pan-European ground-motion prediction equations, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 103 (2013) 19–32.
- [48] M. Kohrangi, P. Bazzurro, D. Vamvatsikos, A. Spillatura, Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 46 (2017) 1667–1685. <https://doi.org/10.1002/eqe.2876>.
- [49] L. Luzi, R. Puglia, E. Russo, W. 5 ORFEUS, *Engineering Strong Motion Database*, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology, 2013–08–01 [Httpesm Mi Ingv ItDYNA-StageCadmoDriver](http://esm.mi.ingv.it/DYNA-StageCadmoDriver) (2016).
- [50] CPE Candidate No. 0115808. How to estimate the cost of different structural beam and column connections (comparison), 2015.
- [51] J.W. Baker, Efficient Analytical Fragility Function Fitting Using Dynamic Structural Analysis, *Earthq. Spectra* 31 (2015) 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>.
- [52] Applied Technology Council (ATC), *Seismic performance assessment of buildings Volume 3—Performance Assessment Calculation Tool (PACT) Version 2.9.65*. Report No. FEMA P58-3, Washington, D.C, 2012.
- [53] Decreto Legislativo 163/2006. 2015. *Elenco regionale dei prezzi delle opere pubbliche della regione Emilia-Romagna –163/2006.*, 2015.

- [54] FEMA P695 Quantification of building seismic performance factors. Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency., 2009.
- [55] F.M. Mazzolani, A. Formisano, G. Vaiano, Adeguamento sismico di edifici in cemento aramato: BRB e FRP, *Costr. Met.* 1 (2018) 25–50.

## **UNVEILING THE POWER OF GROUND MOTION SIMULATIONS: BRIDGING THE GAP BETWEEN SEISMOLOGY AND ENGINEERING CHALLENGES**

**SHAGHAYEGH KARIMZADEH**

Post-doctoral Researcher  
University of Minho

### **ABSTRACT**

Advancements in numerical simulations of ground motions have evolved through diverse methodologies, each presenting distinct accuracies and challenges aiming at offering a realistic depiction of earthquake records, in addressing knowledge gaps arising from limited recordings, especially in the proximity of strong earthquake sources. Establishing confidence within the engineering community necessitates the validation of simulated accelerograms against recorded data from both seismological and engineering perspectives.

This paper endeavours to provide a comprehensive overview of simulation approaches, focusing on the datasets generated by the author, encompassing seismological and engineering validations across diverse regions with different tectonic characteristics, particularly emphasising the practicability of stochastic simulation approaches. Beyond seismological validations, the paper addresses engineering validation by examining demand parameters in both simple single-degree-of-freedom systems and more intricate multi-degree-of-freedom systems. Emphasising case-specific engineering demand validation, the paper illuminates the significant potential of ground motion simulations in bridging the gap between seismology and engineering challenges.

**Keywords:** Ground motion simulations, stochastic approaches, seismological validations, engineering demand validations, single-degree-of-freedom systems, multi-degree-of-freedom systems.



## 1. INTRODUCTION

In contemporary earthquake engineering and seismology, reliable earthquake ground motion datasets are crucial. Robust strong motion databases are indispensable, playing a pivotal role in providing seismic input for in-depth analyses of both deterministic and probabilistic aspects in geotechnical and structural systems. These databases serve as valuable inputs, capturing dynamic ground motion characteristics from seismic events. Their reliability is essential for advancing our comprehension of seismic hazards, improving structural assessments, and contributing significantly to developing resilient infrastructure designs and effective risk mitigation strategies.

The establishment of seismic databases such as the Next Generation Attenuation (NGA) database [1], RESORCE in Europe [2], the pan-European Engineering Strong Motion (ESM) database [3], the Italian Accelerometric Archive (ITACA) [4], and the AFAD-Turkish Accelerometric Database [5] aims to compile comprehensive seismic datasets from seismic-prone regions systematically. These initiatives significantly contribute to advancing global understanding of seismic phenomena, facilitating extensive research and analysis on a worldwide scale.

Focusing on Europe using the catalogue provided by [3] and emphasising ground motions capable of causing structural damage or inducing nonlinear behaviour, a filtering process is applied with criteria set at a moment magnitude ( $M_w$ ) exceeding 4.5 and an epicentral distance ( $R_{epi}$ ) less than 1000 kilometres. The resultant dataset comprises a total of 10,789 three-component recorded accelerograms, each accompanied by fundamental seismological parameters. The results are plotted in Fig. 1, which also categorises the records based on onshore and offshore epicentral information. Results show that Italy, Greece, and Türkiye are notably identified as the most seismic regions, displaying the highest number of recorded motions. Furthermore, a conspicuous scarcity of offshore recordings is observed in contrast to the more prevalent onshore observations. Additionally, the distribution of these events is plotted in Fig. 2. In total there are 877 number of seismic events recorded in the whole Europe with the filtered characteristics according to within the years of 1976 and 2023.

While real datasets are accessible in certain regions, other areas encounter limitations in data availability owing to seismic gaps or restricted network coverage. To address this challenge, an alternative approach to assess region-specific estimation of earthquake records is employing ground motion simulations that replicate essential earthquake characteristics while conforming to specified physical conditions [6]. An illustrative example is apparent preceding the 2023 Türkiye earthquake, wherein catalogue information exhibited an absence of data regarding large magnitude events in the region, attributed to a seismic gap, notwithstanding the elevated seismic hazard within that geographical area. Even though, a study conducted by the author [7] had already evaluated the potential seismic hazard level and earthquake motions in the region prior to the occurrence of the earthquake, utilising the benefits of ground motion simulation approaches.

The suitability of ground motion simulations is crucial for seismological investigations, but in engineering practice, a validation framework becomes imperative. This is particularly crucial for accurately assessing seismic demand, especially when utilising advanced nonlinear structural models. These simulation methodologies have gained widespread acceptance and validation in the global domains of seismology and engineering [8]–[15]. These datasets are also disseminated through dedicated web infrastructures designed for exploring, selecting, analysing, and downloading strong-motion data [16].

The primary objective of this paper is to provide a comprehensive overview of ground motion simulation methodologies documented in the existing literature. The subsequent emphasis is directed towards the datasets generated by the author, with a specific focus

on elucidating the seismological validation methodologies. The examination then transitions to various engineering demand validation approaches developed by the author to date. Finally, the paper concludes with a discussion on challenges in ground motion simulations and highlights considerations essential for bridging the gap between seismology and engineering practice.

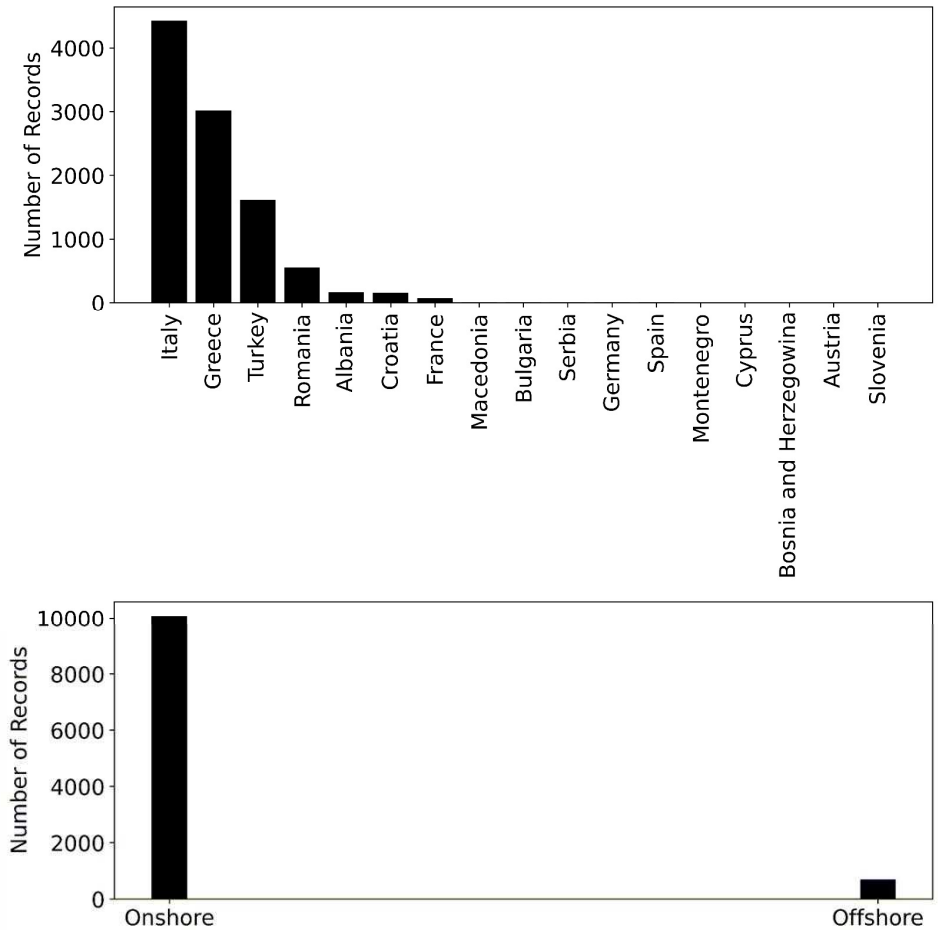


Fig. 1 - Regional contributions to ground motion Database: Left) Countries, Right) Source locations.

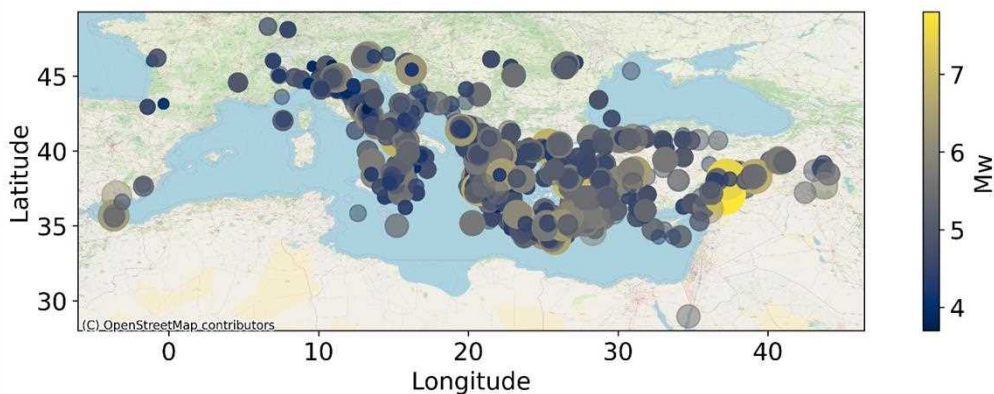


Fig. 2 - Spatial distribution of earthquake in the documented datasets.

## 2. GROUND MOTION SIMULATION APPROACHES

Ground motion simulation techniques can be classified into three primary categories [6]. The first, commonly referred to as physics-based or deterministic source-based methods, adopts a physical approach by modelling fault rupture and the propagation of waves to the target site [17], [18]. These methodologies predominantly rely on numerical solutions to the partial differential equations governing wave propagation. These approaches necessitate well-defined seismic sources and a comprehensive description of the spatial variation of Earth's material properties, as exemplified in works such as [18], [19]. Despite their notable accuracy, the deterministic methods prove most practical for relatively lower frequencies due to inherent computational and physical constraints associated with minimum wavelength considerations. Various numerical techniques are employed to address the equation of motion governing seismic wave propagation through a three-dimensional heterogeneous medium. These methodologies encompass the boundary-element method, the finite difference method, the spectral element method, the theoretical Green's function method [10], [20]–[22]. Research endeavours in deterministic source-based methods concentrate on modelling the source process and incorporating more advanced three-dimensional wave propagation within numerical models. Nevertheless, these methodologies pose substantial challenges in engineering due to their demanding computational requirements and the necessity for an in-depth understanding of the ground medium, mandating extensive seismological studies.

The second category comprises stochastic methods theoretically representing ground motion time-series, with parameters sometimes empirically calibrated [23], [24]. Stochastic methods predominantly focus on simulating the high-frequency segment of ground motion records, which is inherently characterised by its random and incoherent nature. By emphasising the simulation of these high-frequency components, stochastic methods contribute valuable insights into the complex dynamics of seismic events, allowing for a more comprehensive understanding of the stochastic characteristics inherent in ground motion phenomena. This nuanced simulation approach enables researchers to explore and model the inherently variable and unpredictable aspects of seismic activity, enhancing the overall fidelity of seismic hazard assessments and facilitating more robust engineering analyses. Recent stochastic models have evolved to provide more broadband representations independently, implicitly integrating earthquake source, path effects, and site effects. Stochastic methods can be source-based or site-based [6]. Source-based stochastic approaches shape the theoretical earthquake source spectrum, incorporating path and site effects through seismological parameters [23]. Site-based stochastic models describe recorded ground motions using a stochastic process, demanding fewer parameters and being less computationally expensive than source-based simulations [25].

As the third category, hybrid ground motion simulation approaches represent an integration of deterministic and stochastic methodologies, aiming to capitalise on the strengths of each [26]. This hybridisation seeks to generate synthetic ground motions encompassing a broad frequency range, effectively capturing low and high-frequency content. Deterministic methods excel at reproducing the low-frequency components of ground motions, typically below 1 Hz, by providing a detailed representation of the fault rupture and wave propagation effects. In contrast, stochastic methods, particularly suitable for higher frequencies above 1 Hz, introduce a level of randomness to represent the inherent variability in ground motion characteristics. By combining these deterministic and stochastic elements, hybrid methods strive to offer a more comprehensive and accurate representation of ground motions across the entire frequency spectrum. Fig. 3 provides a visual overview, outlining the integrated flowchart of ground motion simulation approaches.

Among the various simulation approaches, stochastic simulations exhibit greater practicality in engineering applications. This stems from their reduced reliance on highly detailed information concerning simulation parameters and their computational

suitability, ensuring efficiency without excessive time consumption. Particularly advantageous is their suitability in modelling the frequency band of interest for a majority of engineering structures. This characteristic makes stochastic simulations an attractive choice in engineering practice, facilitating more streamlined and resource-efficient analyses, where the complexities of obtaining intricate data are mitigated, and computational demands align more favourably with engineering constraints. These methodologies have been applied across global literature to simulate diverse earthquakes, catering to both seismological and engineering objectives. They have consistently demonstrated sufficient accuracy in predicting real earthquakes and corresponding seismic demand parameters for a broad array of engineering structures [8], [15], [27]–[36].

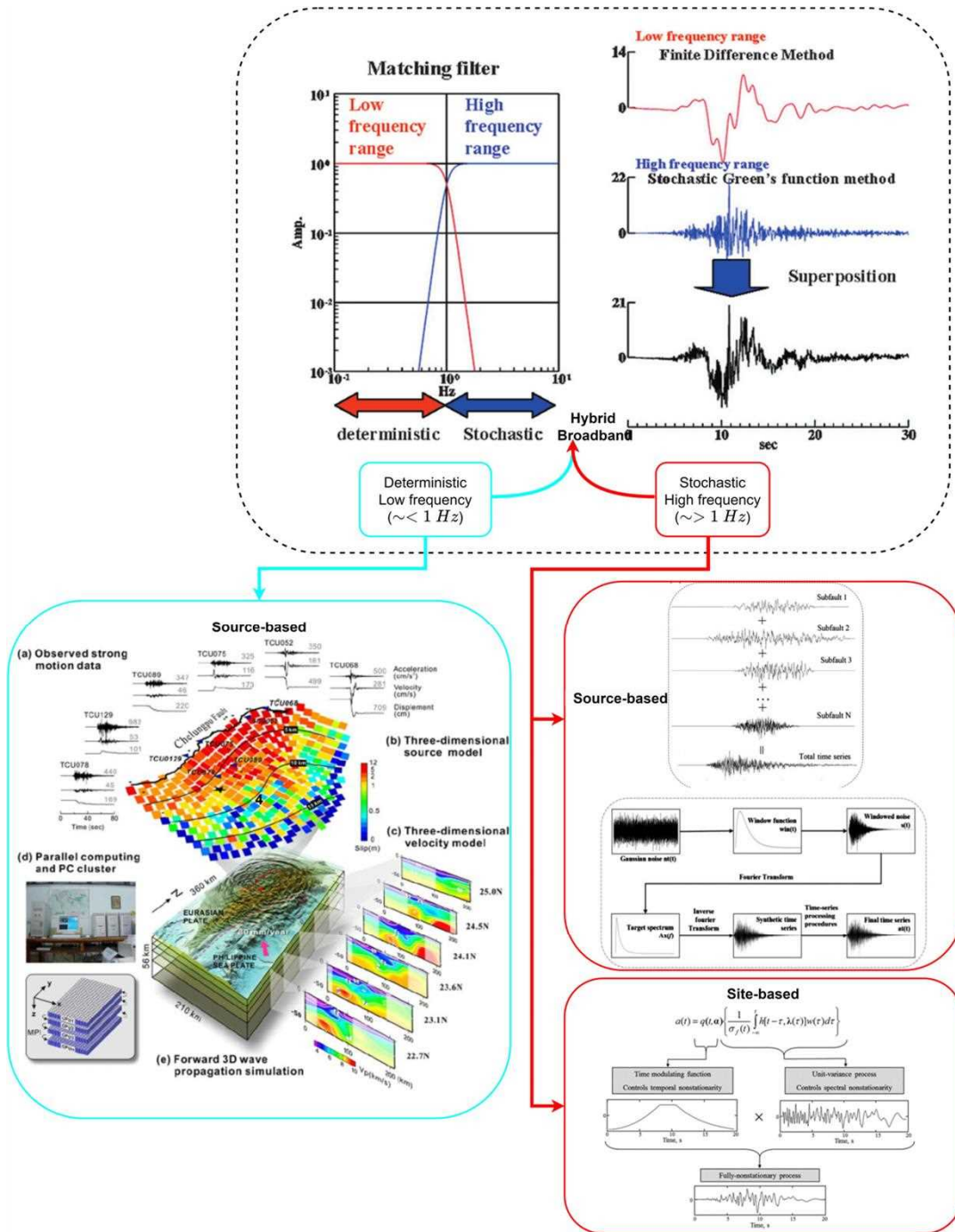


Fig. 3 - Flowchart of ground motion simulation methods [25], [27].

### 3. ADVANCEMENTS IN SEISMOLOGICAL AND ENGINEERING VALIDATIONS OF SIMULATED GROUND MOTION RECORDS ACROSS VARIOUS REGIONS

Ground motion simulations undergo a twofold validation process encompassing both seismological and engineering aspects. The schematic depiction in Fig. 4 outlines a validation framework summarising the utilisation of simulated ground motions for three distinct purposes as proposed in this study. The three classes of simulations include simulations of historical events in the absence of recorded motions, instrumental simulations utilising recorded motions from past events, and scenario-based simulations that aim to simulate potential events while considering uncertainties in the rupturing process and input-model parameters. When historical events without real datasets are simulated, validations may include comparisons through microseismic intensity level assessments, particularly if intensity maps are accessible [37]. In the instrumental era with available real records, simulations of past events may involve schematic comparisons in both time and frequency domains. Advanced validation techniques extend to comparing a broad spectrum of intensity measures based on misfits or goodness-of-fit (GOF) scores [38].

The complexity intensifies when dealing with scenario event validations, where hypothetical events are simulated for regions without historical or instrumental occurrences. In such cases, parameters undergo validation using established ground motion models (GMMs) in the literature [29], [39]–[42], specifically chosen to align with the tectonic characteristics of the region. The process also incorporates the utilisation of the inter-period collinearity concept [43], indicating the implementation of seismological validations across a broad range of simulation sets. The ultimate phase of seismological validation for all simulations involves comparing the distribution of a wide range of calculated intensity measures to established models in the literature derived from counterpart real datasets to ensure a dependable distribution [44]. Furthermore, assessing the compatibility of simulations with recorded motions in code-based ground motion selection, to ascertain the generation of similar energy content, represents another crucial aspect to be examined [16], [45], [46].

Transitioning to an engineering perspective introduces a different level of validation, dependent on the specific problem of interest. Whether dealing with simple elastic or inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) models or more intricate multi-degree-of-freedom (MDOF) models, meticulous attention is required for both the structural aspects and the seismic demand of interest. The validation process is also highly sensitive to the structural type, encompassing steel, reinforced concrete, or masonry, as well as the structural system behaviour and the specific properties of the material under scrutiny. However, regardless of the structure under study, in the context of historical events, the calculated engineering demand parameter (EDP) can be contrasted with available photographs for specific building typologies to assess damage patterns and other pertinent parameters, provided they are discernible in the field. When real records are accessible for a specific event (instrumental era), direct comparisons between the actual and simulated EDPs and fragility curves, especially in cases with a substantial number of recorded motions, become feasible. This comparative analysis allows for a more nuanced understanding of the simulation's accuracy, efficiency, and reliability. Furthermore, on a broader scale, such comparisons can extend to risk maps, facilitating a comprehensive evaluation of the simulated seismic risk in the studied region. This integrated approach enhances the robustness of seismic risk assessments by considering both simulated and real data, providing valuable insights for improved hazard mitigation strategies and structural resilience planning. Yet, when it comes to scenario events, the validation issue becomes more intricate. Alternative approaches involve analysing the statistical distributions of EDPs in relation to their real counterparts. Another stage can involve comparison of fragility curves derived from the simulated datasets with those developed using corresponding real record sets for comparative analysis. These methods offer insights into the unbiasedness of the simulations.

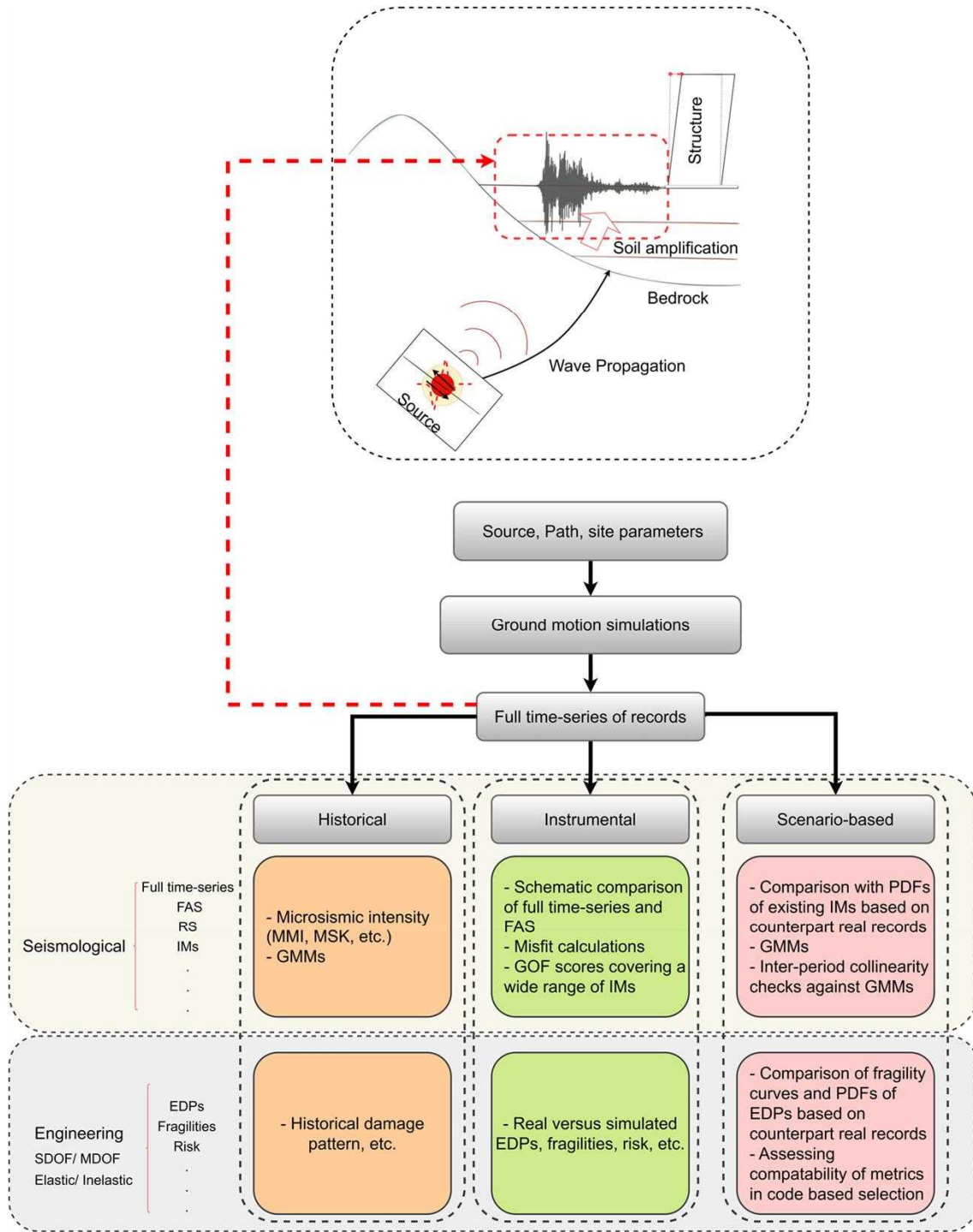


Fig. 4 - Validation framework of simulations from seismological and engineering aspects proposed by this study.

Next, the principal developments in ground motion simulation across different regions and faulting styles by the author are briefly summarised herein. These contributions encompass validations in both seismology and engineering demand, exclusively conducted by the author. The studies synthesise a series of comprehensive investigations spanning multiple regions, encompassing Türkiye, Italy, Iran, and Portugal. In Türkiye, diverse locations, including Afyon, Erzincan, Istanbul, Duzce, and Van, are subjected to rigorous ground motion simulation analysis utilising the SFF-EXSIMbeta and SFF-EXSIM12 methodologies. Notably, the suitability of BB approach is also explored in modelling near-field records in Duzce. Shifting the focus to Italy, the

study concentrates on L'Aquila, employing the SFF-EXSIMbeta and HIC approaches. Across both countries, the author's studies incorporate a wide spectrum of seismological and EDP validations. These validations range from elementary SDOF models to intricate MDOF structures. Furthermore, the scope extends to encompass larger-scale risk assessment studies. In a more recent endeavour, the author turns attention to Portugal, specifically the Azores islands, conducting a detailed assessment of masonry MDOF structures. Additionally, the author contributes to the field by developing simulated-based region-specific GMMs. The multifaceted nature of these studies poses inherent challenges, necessitating the adaptation of distinct validation approaches contingent upon the unique characteristics of each region and the availability of instrumental datasets for the respective case studies.

The studies synthesise a series of comprehensive investigations spanning multiple regions, encompassing Türkiye, Italy, Iran, and Portugal. In Türkiye, diverse locations, including Afyon, Erzincan, Istanbul, Duzce, and Van, are subjected to rigorous ground motion simulation analysis utilising the SFF-EXSIMbeta and SFF-EXSIM12 methodologies. Notably, the suitability of BB approach is also explored in modelling near-field records in Duzce. Shifting the focus to Italy, the study concentrates on L'Aquila, employing the SFF-EXSIMbeta and HIC approaches. Across both countries, the author's studies incorporate a wide spectrum of seismological and EDP validations. These validations range from elementary SDOF models to intricate MDOF structures. Furthermore, the scope extends to encompass larger-scale risk assessment studies. In a more recent endeavour, the author turns attention to Portugal, specifically the Azores islands, conducting a detailed assessment of masonry MDOF structures. Additionally, the author contributes to the field by developing simulated-based region-specific GMMs. The multifaceted nature of these studies poses inherent challenges, necessitating the adaptation of distinct validation approaches contingent upon the unique characteristics of each region and the availability of instrumental datasets for the respective case studies.

Table 1 - Selected author's state-of-the-art contributions: numerical ground motion simulations and validation endeavours.

Ground motion simulation approach	Geographical Region	Simulation emphasis	Seismological validation approach	Engineering Structures	EDPs	Engineering validation approach	Ref
SFF-EXSIMbeta	Erzincan, Türkiye	Instrumental (1992 Erzincan Mw=6.6), Scenario-based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits	-	-		[28]
SFF-EXSIMbeta, HIC	L'Aquila, Italy	Instrumental (2009 L'Aquila Mw=6.6)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits	Inelastic RC MDOF	Acceleration, displacement, plastic rotation, base shear force	Real versus simulated	[50]
SFF-EXSIMbeta	Duzce, Türkiye	Instrumental (1999 Duzce Mw=7.1)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits	Inelastic RC MDOF	drift, base shear force	Real versus simulated	[51]
SFF-EXSIMbeta	Erzincan, Türkiye	Instrumental (1992)	Schematic, GOF scores,	Idealised inelastic RC	Fragility curves,	Real versus simulated	[52]

		Erzincan Mw=6.6), Scenario-based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0)	log-scale misfits	and masonry SDOF	seismic damage assessment (mean damage ratio)		
SFF-EXSIMbeta	Erzincan, Türkiye	Historical (1939 Ms~7.8)	GMMs, MMI	-	-	-	[37]
SFF-EXSIMbeta	Istanbul, Türkiye	Scenario-based (Pulse-wise and non-pulse-wise)	GMMs	base isolated liquid storage tanks	Base shear force, displacement	Distribution w.r.t. world-wide real record counterparts	[36]
SFF-EXSIMbeta	Erzincan and Duzce, Türkiye	Instrumental (1992 Erzincan Mw=6.6 and 1999 Duzce Mw=7.1), Scenario-based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits, GMMs	Elastic and inelastic SDOF	Input energy	Real versus simulated	[53]
SFF-EXSIMbeta and BB	Duzce, Türkiye	Instrumental (1999 Duzce Mw=7.1), Scenario-based (Mw=7.1)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits, GMMs	Inelastic RC MDOF	Displacement	Real versus simulated	[54]
SFF-EXSIMbeta	L'Aquila (Italy), Duzce and Erzincan (Türkiye)	Instrumental (1992 Erzincan Mw=6.6, 1999 Duzce Mw=7.1, 2009 L'Aquila Mw=6.6)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits	Elastic SDOF	Response spectra	Real versus simulated through GOF scores, log-scale misfits	[12]
SFF-EXSIMbeta	Erzincan, Türkiye	Scenario-based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0, 7.5)	GMMs	Idealised inelastic masonry SDOF	Fragility curves	Distribution w.r.t. world-wide real record counterparts	[55]
SFF-EXSIMbeta	Tabriz, Iran	Scenario-based (Mw=6.5, 7.0, 7.3, 7.7)	GMMs	Inelastic masonry MDOF	Damage index	w.r.t. historical damage pattern	[13]
SFF-EXSIMbeta	Erzincan and Duzce, Türkiye	Scenario-based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0, 7.5)	Worldwide real dataset w.r.t a wide set of intensity measures	Inelastic SDOF systems	Displacement	Distribution w.r.t. world-wide real record counterparts	[44]



SFF- EXSIMbeta	Afyon, Türkiye	Instrumental (2022 Cay Mw=6.6), Scenario- based (Mw=6.6)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits, GMMs, microseismic intensity maps (MMI)	-	-	-	[56]
SFF- EXSIMbeta	Gaziantep, Türkiye	Scenario- based (Mw=6.5, 6.6)	GMMs	Idealised inelastic RC and masonry SDOF	Seismic damage assessment (mean damage ratio)	-	[7]
SFF- EXSIMbeta, HIC	L'Aquila, Italy	Instrumental (2009 L'Aquila Mw=6.6)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits	Inelastic base- isolated steel MDOF	Acceleration, displacement, plastic rotation, base shear	Real versus simulated	[57]
SFF- EXSIMbeta	Duzce, Türkiye	Scenario- based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0)	Schematic, GOF scores, log-scale misfits, GMMs	Idealised inelastic masonry SDOF	Empirical relationships for damage state	Existing models	[58]
SFF- EXSIM12, SSB	Azores, Portugal	Instrumental (2009 L'Aquila Mw=6.6)	Schematic, GOF scores	Inelastic masonry MDOF	Base shear force, displacement, volume damage, damage pattern	Real versus simulated	[59]
SFF- EXSIMbeta	Afyon, Erzincan, Duzce, Istanbul, Van Türkiye	Scenario- based (Mw=5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 6.6, 7.1, 7.5)	GMMs	Elastic SDOF	RS for and developing GMM	Comparison with real data and global GMMs	[42]
SFF- EXSIM12	Azores, Portugal	Scenario- based (Mw=5.0- 6.8 with an interval of 0.1)	GMMs	Elastic SDOF	RS for and developing GMM	Comparison with real data and global GMMs	[29]

In the spectrum of relevant investigations, [37] stands out as a representative example of historical ground motion simulation, coupled with a rigorous validation scheme as depicted in Fig. 4. Notably, the study employed intensity maps based on Modified Mercalli Intensity (MMI) to elucidate the characteristics of a seismic event dating back to 1939, with a surface magnitude ( $M_s$ ) of approximately 7.8, situated in Erzincan, Türkiye (see Fig. 5). The methodology adopted was the SFF-EXSIM-beta approach, and the effectiveness of this simulation framework was thoroughly explored through comparisons with observed felt intensity maps. Through this process, the study delved into the intricacies of historical seismic events, employing a nuanced simulation technique to assess the agreement between simulated and observed intensity patterns. Such an approach not only advances our comprehension of seismic phenomena but also serves as a robust validation of the simulation framework's capability to faithfully reproduce historical seismic events, exemplifying the study's commitment to methodological precision and empirical validation.

Another example is for the case of instrumental data simulation, including a validation scheme from both seismological and engineering points, as proposed in the study of [59]. The study performed the simulation of recorded time-series data from the 9th of July 1998 Faial earthquake in the Azores ( $M_w = 6.2$ ) across four available stations. Two distinct simulation approaches, namely SFF-EXIM12 and SSB methods, were employed. Initially, the research employed two masonry facades with sidewalls characterised by varying slenderness levels. Furthermore, the proposed methodology extended its application to an existing monumental structure, namely the São Francisco Church in Horta, which experienced damage during the Faial earthquake. The obtained results revealed that both simulation approaches yield comparable outcomes in terms of predicting structural responses. The framework of this example is plotted in Fig. 6.

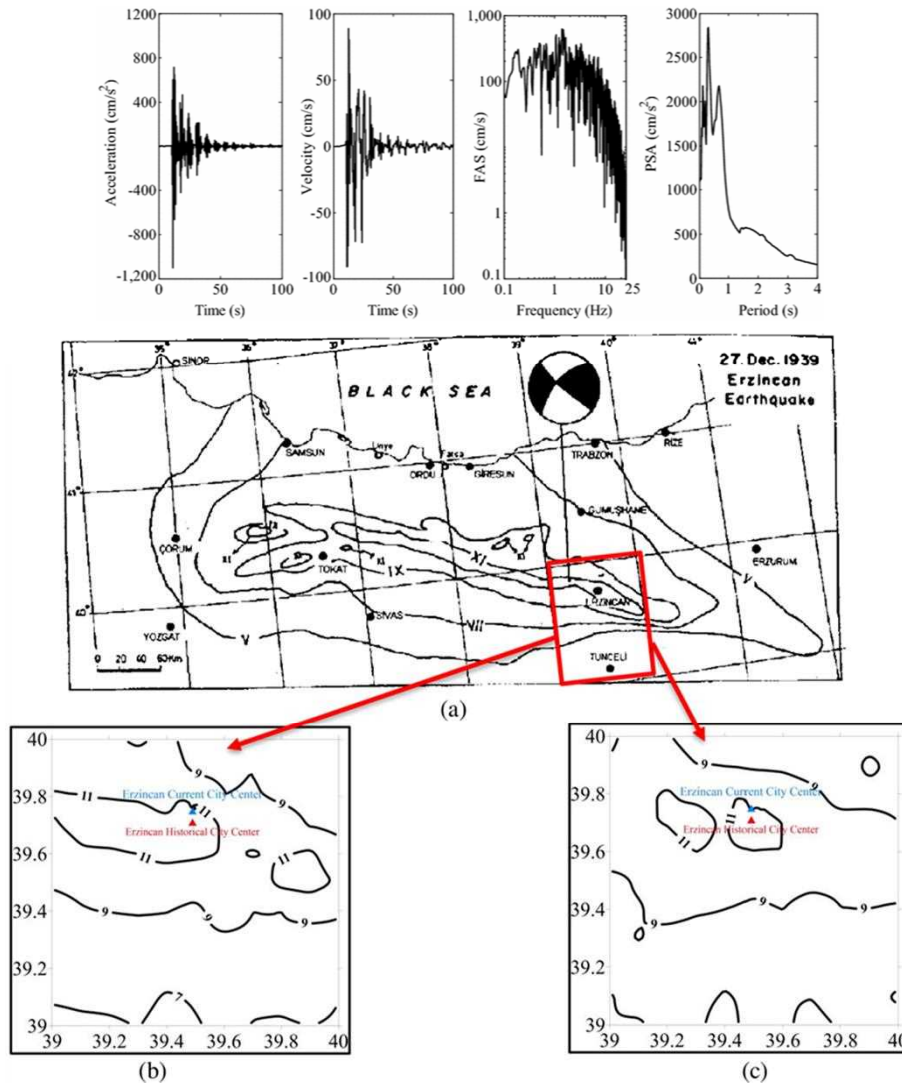


Fig. 5 - A sample validation scheme for simulation of a historical event (1939 Erzincan,  $M_s \sim 7.8$ ) as proposed in [37].

In the context of scenario simulations for potential earthquakes, a recent investigation led by [29] proposed a GMM tailored for the Azores plateau, Portugal. This was accomplished by employing the SFF-EXSIM12 simulation tool, accounting for uncertainties inherent in input-model parameters associated with rupturing phenomena and path effects. The study utilised the Monte-Carlo simulation, a probabilistic numerical technique, to gauge the uncertainties linked to these parameters. The simulation results were subjected to post-processing for the prediction of peak ground motion parameters

and spectral ordinates. To address challenges inherent in linear regression-based models, the study adopted XGBoost as a methodology to establish the form of equations and coefficients. The robustness of simulations was underscored by the observed agreement between simulated patterns and their counterparts in established GMMs, highlighting the capability of the SFF-EXSIM12 approach in capturing the nuanced features of seismic events with commendable accuracy. Fig. 7 provides a summary of the study results as presented in [29].

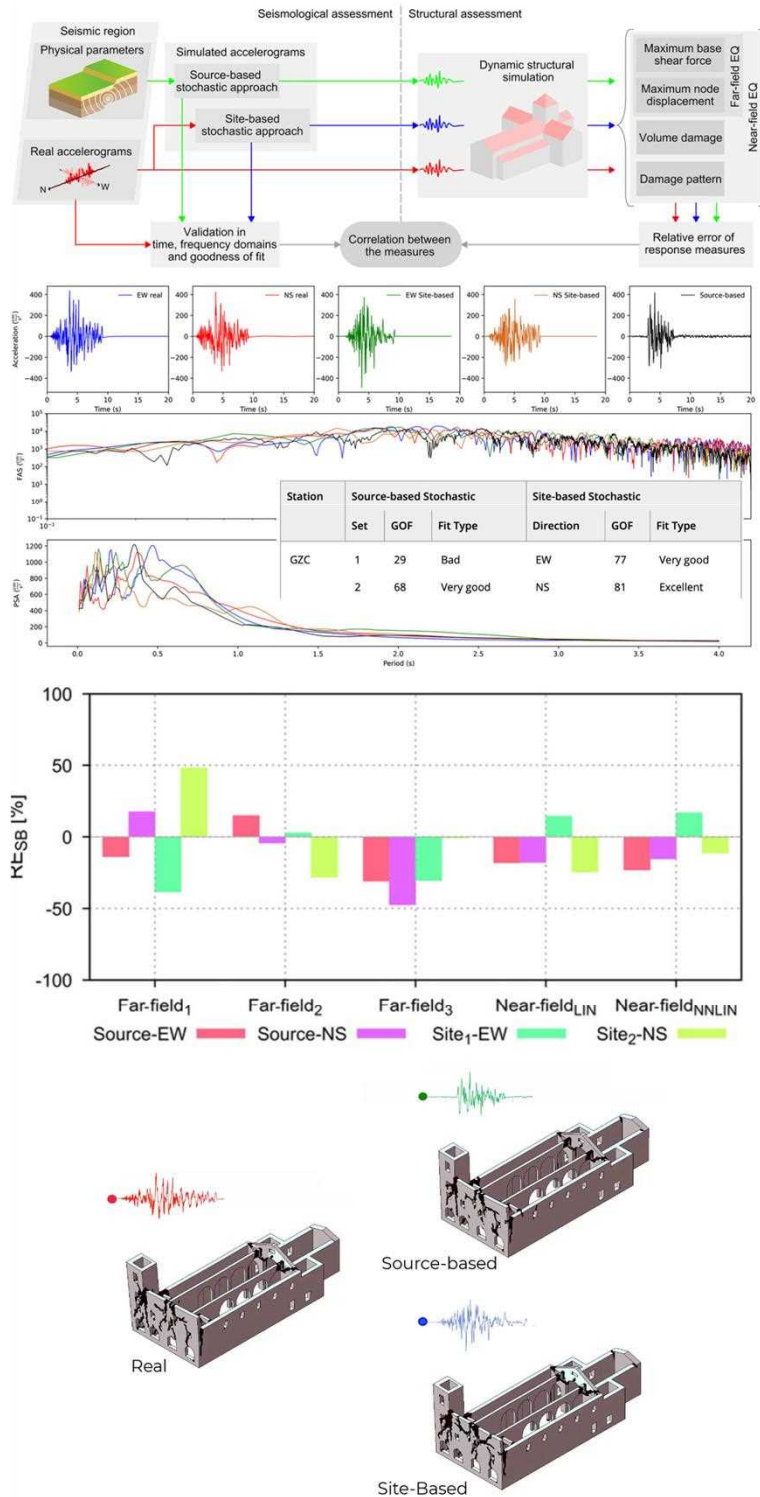


Fig. 6 - A sample multi-level validation scheme (seismological and engineering aspects) for simulation of an instrumental event (1998 Faial, Mw=6.3) as proposed in [59].

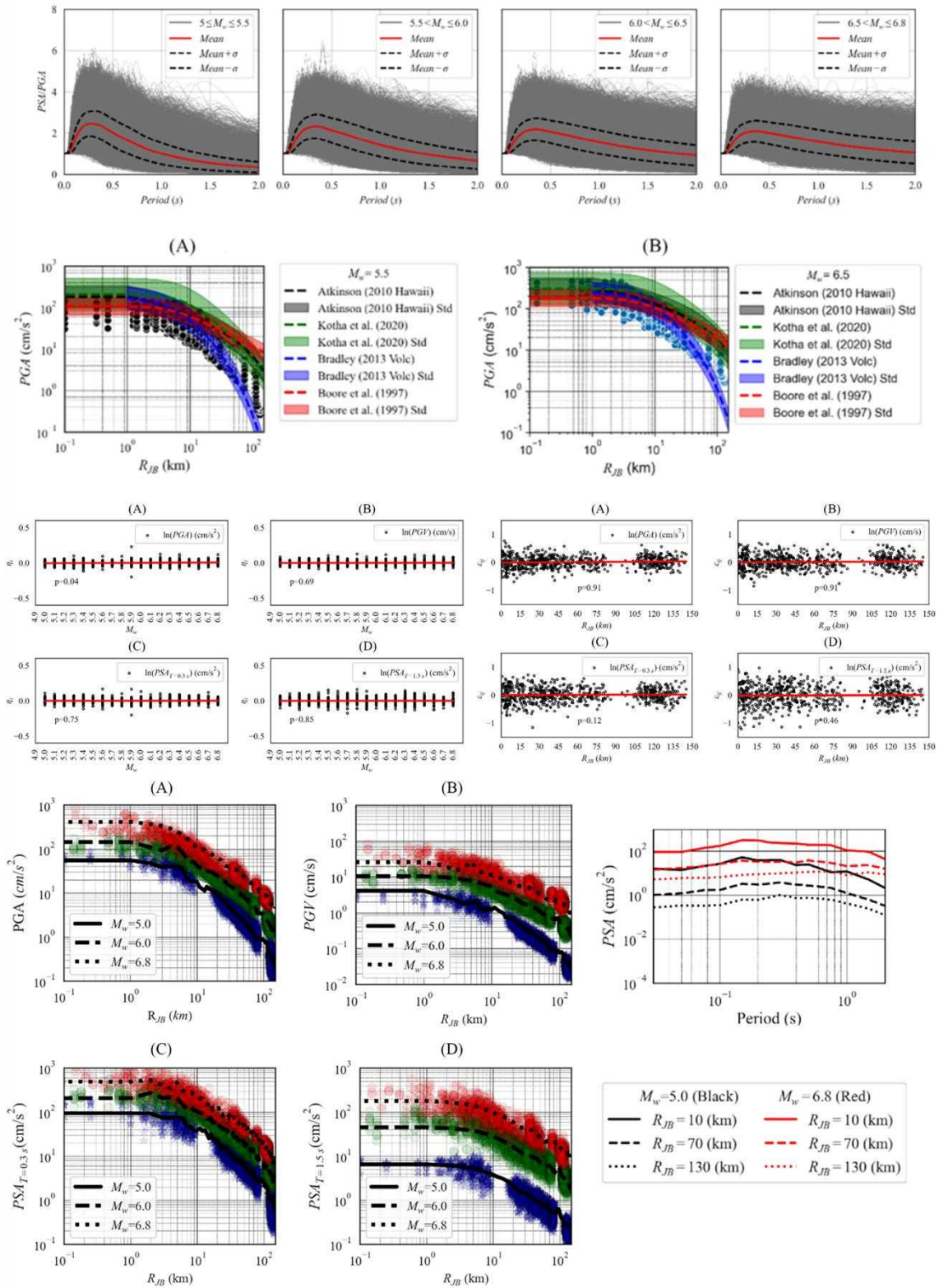


Fig. 7 - A sample validation for simulation of scenario events (Azores plateau, Portugal) as proposed in [29].

Finally, the entire datasets developed by the author, encompassing both real and simulated records generated through the SFF-EXSIMbeta and SFF-EXSIM12 approaches with a dynamic frequency concept, are amalgamated. This integration spans various regions and encompasses the entirety of the study. These results are then compared with a recent pan-European GMM as

presented in [60], specifically focusing on the attenuation patterns of peak ground acceleration (PGA), spectral acceleration at 0.2 seconds ( $S_a(T=0.2\text{ s})$ ), and peak ground velocity (PGV). Fig. 8 visually represents scatter plots illustrating PGA,  $S_a(T=0.2\text{ s})$ , and PGV against Joyner-Boore distance ( $R_{JB}$ ) across various fault mechanisms. The inclusion of solid lines defines the lower ( $M_w=4.5$ ) and upper ( $M_w=7.8$ ) boundaries based on the GMM. The analysis of results reveals several noteworthy observations. The comparison aims to highlight the role of simulations in bridging gaps within the earthquake catalogue across different magnitude, fault mechanism, and distance ranges. Notably, the combined dataset demonstrates consistency in terms of seismic characteristics, closely aligning within the two standard deviations of the GMM. This alignment underscores the robustness of the simulated dataset, affirming its capability to reproduce realistic ground motion behaviours accurately. This comprehensive analysis not only validates the reliability of the simulated dataset but also explores the coherence of the combined dataset.

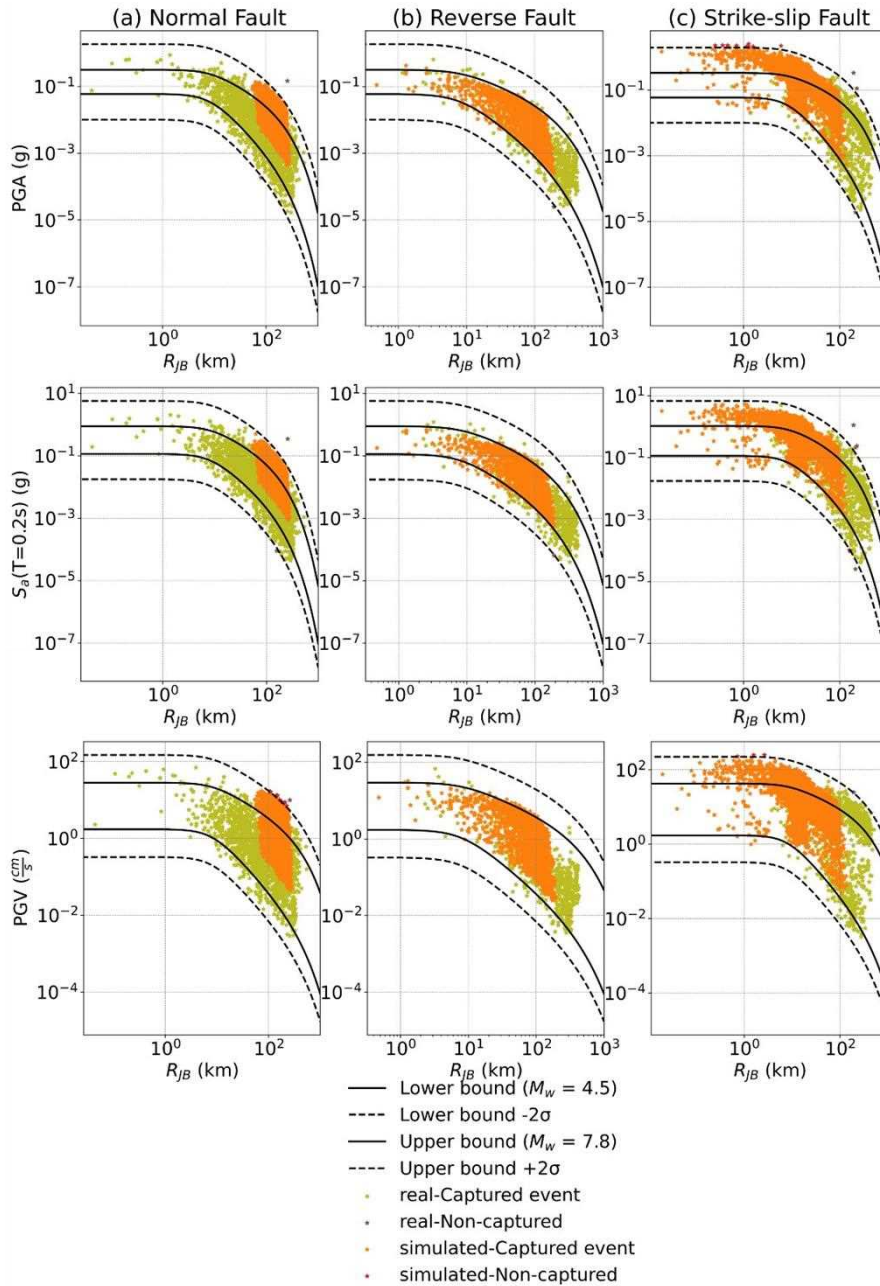


Fig. 8 - Comparison of combined real and simulated ground motion datasets with the attenuation patterns of a Pan-European GMM by [60], focusing on PGA,  $S_a$  at  $T=0.2\text{ s}$ , and PGV

## 4. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

The paper summarises the principal developments in ground motion simulation across different regions and faulting styles. The author's exclusive contributions include validations in both seismology and engineering demand. A comprehensive table details the author's cutting-edge contributions, highlighting the simulation approach, geographical region, simulation emphasis, and seismological and engineering validation platforms. The diverse simulation methodologies employed by the author include the stochastic finite-fault approach, implemented through EXSIMbeta, a modified version within the framework of EXSIM12, the stochastic site-based approach, and the hybrid integral composite approach. The studies span multiple regions, including Türkiye, Italy, Iran, and Portugal, addressing various challenges and adapting distinct validation approaches based on regional characteristics and available instrumental datasets.

In conclusion, the validation processes for ground motion simulations undergo multi-level scrutiny, involving various techniques depending on the availability of historical events, instrumental records, or scenario-based simulations. When dealing with historical events, microseismic intensity level assessments are considered, especially if intensity maps are accessible. Alternatively, in the optimal scenario where a sufficient number of recorded motions is accessible for past events in the instrumental era, the validation process entails meticulous comparisons with real motions across various scales. The analysis extends from schematic comparisons in time and frequency domains to advanced validation techniques employing a broad spectrum of intensity measures based on misfits or goodness-of-fit scores. Scenario event validations for regions without historical or instrumental occurrences involve parameters validated using established ground motion models, incorporating the inter-period collinearity concept for seismological validations.

From an engineering perspective, the validation process varies based on the complexity of the model, ranging from simple elastic or inelastic single-degree-of-freedom models to more intricate multi-degree-of-freedom models. Validation requires meticulous attention to both structural aspects and seismic demand. Availability of real records regarding past events allow for direct comparisons between real and simulated seismic demand parameters, while for scenario events, statistical distributions of engineering demand parameters compared to their real counterparts offer insights into the unbiasedness of the simulations.

In the domain of diverse simulation methodologies, stochastic approaches emerge as a reasonable choice, demonstrating efficiency in required information, time utilisation and computational resources when contrasted with deterministic approaches. This efficacy is particularly conspicuous when addressing frequency bands pertinent to engineering applications. Nevertheless, it is imperative to acknowledge the inherent challenges within this field, which undergoes continuous evolution. The trajectory of advancements signifies a substantial shift towards physics-based and broad-spectrum methodologies in upcoming endeavours. This transition is propelled by the escalating accessibility of detailed information and the augmented computational capacities inherent in large-scale computing systems.

Ultimately, following the successful completion of a multi-level validation framework, there is a requirement to intensify efforts in improving the accessibility of records, thereby facilitating the practical application of simulations. Despite numerous studies proposing simulations and validation schemes in seismology and engineering to varying degrees, a systematic validation framework is necessary, along with more detailed information regarding the appropriateness of these records within specific domains of interest, including particular structural types if applicable. This would enable users to be informed about the availability of simulation and validation resources. Consequently, the

development of dedicated websites to consolidate and disseminate these datasets is essential in addressing these challenges.

## 5. FUNDING

This work was partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE under reference UIDB/04029/2020, and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. This study has been partly funded by the STAND4HERITAGE project that has received funding from the European Research Council (ERC) under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program (Grant agreement No. 833123), as an Advanced Grant.

## 6. REFERENCES

- [1] C. A. Goulet *et al.*, “PEER NGA-East database,” *Earthq. Spectra*, vol. 37, no. 1\_suppl, pp. 1331–1353, Jul. 2021, doi: 10.1177/87552930211015695.
- [2] S. Akkar *et al.*, “Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE),” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 1, pp. 311–339, 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9506-8.
- [3] G. Lanzano *et al.*, “The pan-European Engineering Strong Motion (ESM) flatfile: compilation criteria and data statistics,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, pp. 561–582, 2019.
- [4] L. Luzi, S. Hailemichael, D. Bindi, F. Pacor, F. Mele, and F. Sabetta, “ITACA (ITalian ACcelerometric Archive): a web portal for the dissemination of Italian strong-motion data,” *Seismol. Res. Lett.*, vol. 79, no. 5, pp. 716–722, 2008.
- [5] AFAD, “No Title,” *Turkish accelerometric database and analysis system*, 2020. <https://tadas.afad.gov.tr>
- [6] S. Rezaeian and S. Xiaodan, “Stochastic ground motion simulation,” 2014.
- [7] A. A. Kelam *et al.*, “An evaluation of seismic hazard and potential damage in Gaziantep, Turkey using site specific models for sources, velocity structure and building stock,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 154, p. 107129, 2022.
- [8] P. Dang, Q. Liu, G. M. Atkinson, and K. Assatourians, “Stochastic finite-fault ground motion simulation for the M w 6.7 earthquake in Lushan, China,” *Nat. Hazards*, vol. 100, no. 1, pp. 1215–1241, 2020.
- [9] B. Ugurhan, A. Askan, A. Akinci, and L. Malagnini, “Strong-ground-motion simulation of the 6 April 2009 L’Aquila, Italy, earthquake,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 102, no. 4, pp. 1429–1445, 2012.
- [10] F. Di Michele *et al.*, “Spectral element numerical simulation of the 2009 L’Aquila earthquake on a detailed reconstructed domain,” *Geophys. J. Int.*, vol. 230, no. 1, pp. 29–49, 2022.
- [11] D. M. Boore, “Comparing stochastic point-source and finite-source ground-motion simulations: SMSIM and EXSIM,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 99, no. 6, pp. 3202–3216, 2009.
- [12] S. Karimzadeh, “Seismological and engineering demand misfits for evaluating simulated ground motion records,” *Appl. Sci.*, vol. 9, no. 21, p. 4497, 2019.
- [13] N. Hoveidae, A. Fathi, and S. Karimzadeh, “Seismic damage assessment of a historic masonry building under simulated scenario earthquakes: A case study for Arge-Tabriz,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 147, p. 106732, 2021.
- [14] V. Ozsarac, S. Karimzadeh, M. A. Erberik, and A. Askan, “Energy-based response of simple structural systems by using simulated ground motions,” *Procedia Eng.*, vol. 199, pp. 236–241, 2017.
- [15] N. Yenihayat, E. Çaktı, and K. Şeşetyan, “Stochastic Simulation of the 30 October 2020 Samos-Sigacik (Mw 6.9) Earthquake,” 2021.
- [16] C. Smerzini, C. Amendola, R. Paolucci, and A. Bazrafshan, “Engineering

- validation of BB-SPEEDset, a data set of near-source physics-based simulated accelerograms,” *Earthq. Spectra*, p. 87552930231206770, 2023.
- [17] R. Taborda and D. Roten, “Physics-based ground-motion simulation,” *Encycl. Earthq. Eng. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg*, 2015.
- [18] A. J. Rodgers, N. A. Petersson, A. Pitarka, D. B. McCallen, B. Sjogreen, and N. Abrahamson, “Broadband (0–5 Hz) fully deterministic 3D ground-motion simulations of a magnitude 7.0 Hayward fault earthquake: Comparison with empirical ground-motion models and 3D path and site effects from source normalized intensities,” *Seismol. Res. Lett.*, vol. 90, no. 3, pp. 1268–1284, 2019.
- [19] A. J. Rodgers, A. Pitarka, R. Pankajakshan, B. Sjögreen, and N. A. Petersson, “Regional-scale 3D ground-motion simulations of Mw 7 earthquakes on the Hayward fault, northern California resolving frequencies 0–10 Hz and including site-response corrections,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 110, no. 6, pp. 2862–2881, 2020.
- [20] J. O. A. Robertsson and J. O. Blanch, “Numerical methods, finite difference,” *Encycl. solid earth Geophys.*, pp. 1–9, 2020.
- [21] J. Zhou, E. Pan, and C.-P. Lin, “A novel method for calculating dislocation Green’s functions and deformation in a transversely isotropic and layered elastic half-space,” *Eng. Anal. Bound. Elem.*, vol. 152, pp. 22–44, 2023.
- [22] U. Iturrarán-Viveros and F. J. Sánchez-Sesma, “Seismic wave propagation in real media: numerical modeling approaches,” *Encycl. Solid Earth Geophys.*, pp. 1–13, 2020.
- [23] D. M. Boore, “Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 73, no. 6A, pp. 1865–1894, 1983.
- [24] D. Motazedian and G. M. Atkinson, “Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 95, no. 3, pp. 995–1010, 2005.
- [25] S. Rezaeian and A. Der Kiureghian, “Simulation of orthogonal horizontal ground motion components for specified earthquake and site characteristics,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 41, no. 2, pp. 335–353, 2012.
- [26] P. M. Mai, W. Imperatori, and K. B. Olsen, “Hybrid broadband ground-motion simulations: Combining long-period deterministic synthetics with high-frequency multiple S-to-S backscattering,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 100, no. 5A, pp. 2124–2142, 2010.
- [27] Y. Tang, “GMSS2. 0: An Enhanced Software Program for Stochastic Finite-Fault Ground-Motion Simulation,” *Seismol. Res. Lett.*, vol. 93, no. 3, pp. 1868–1879, 2022.
- [28] A. Askan, S. Karimzadeh, M. Asten, N. Kilic, F. N. ŞİŞMAN, and C. Erkmen, “Assessment of seismic hazard in the Erzincan (Turkey) region: construction of local velocity models and evaluation of potential ground motions,” *Turkish J. Earth Sci.*, vol. 24, no. 6, pp. 529–565, 2015.
- [29] S. Karimzadeh, A. Mohammadi, U. Salahuddin, A. Carvalho, and P. B. Lourenço, “Backbone ground motion model through simulated records and XGBoost machine learning algorithm: An application for the Azores plateau (Portugal),” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 2024.
- [30] D. Galluzzo, G. Zonno, and E. Del Pezzo, “Stochastic finite-fault ground-motion simulation in a wave-field diffusive regime: case study of the Mt. Vesuvius Volcanic Area,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 98, no. 3, pp. 1272–1288, 2008.
- [31] S. QIANG, H. WANG, R. WEN, C. LI, and Y. REN, “Three-dimensional ground motion simulations by the stochastic finite-fault method for the Yangbi, Yunnan M S 6.4 earthquake on May 21, 2021,” *Chinese J. Geophys.*, vol. 64, no. 12, pp. 4538–4547, 2021.
- [32] X.-Y. Cao, D.-C. Feng, and Y. Li, “Assessment of various seismic fragility analysis approaches for structures excited by non-stationary stochastic ground motions,” *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 186, p. 109838, 2023.
- [33] J. Ji, C.-W. Wang, Y. Gao, and L. Zhang, “Probabilistic investigation of the seismic displacement of earth slopes under stochastic ground motion: a rotational sliding



- block analysis,” *Can. Geotech. J.*, vol. 58, no. 7, pp. 952–968, 2021.
- [34] Y. Tang, “An Updated Corner-Frequency Model for Stochastic Finite-Fault Ground-Motion Simulation,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 112, no. 2, pp. 921–938, 2022.
- [35] H. Choi, “Stochastic Strong Ground Motion Simulation at South Korean Metropolises’ Seismic Stations Based on the 2016 Gyeongju Earthquake Causative Fault,” *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, vol. 25, no. 6, pp. 233–240, 2021.
- [36] E. Ucan, Ö. Umut, F. N. Sisman, S. Karimzadeh, and A. Askan, “Seismic response of base isolated liquid storage tanks to real and simulated near fault pulse type ground motions,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 112, pp. 58–68, 2018.
- [37] S. Karimzadeh and A. Askan, “Modeling of a historical earthquake in Erzincan, Turkey (Ms~7.8, in 1939) using regional seismological information obtained from a recent event,” *Acta Geophys.*, vol. 66, no. 3, 2018, doi: 10.1007/s11600-018-0147-9.
- [38] K. B. Olsen and J. E. Mayhew, “Goodness-of-fit criteria for broadband synthetic seismograms, with application to the 2008 Mw 5.4 Chino Hills, California, earthquake,” *Seismol. Res. Lett.*, vol. 81, no. 5, pp. 715–723, 2010.
- [39] K. W. Campbell and D. M. Boore, “Evaluation of six NEHRP B/C crustal amplification models proposed for use in western North America,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 106, no. 2, pp. 673–686, 2016.
- [40] G. Lavrentiadis *et al.*, “Overview and introduction to development of non-ergodic earthquake ground-motion models,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 21, no. 11, pp. 5121–5150, 2023.
- [41] K. W. Campbell and Y. Bozorgnia, “Ground-motion model for the standardized version of cumulative absolute velocity,” *Earthq. Spectra*, vol. 39, no. 1, pp. 634–652, 2023.
- [42] S. Karimzadeh, A. Mohammadi, S. M. S. Hussaini, D. Caicedo, A. Askan, and P. B. Lourenço, “ANN-based ground motion model for Turkey using stochastic simulation of earthquakes,” *Geophys. J. Int.*, vol. 236, no. 1, pp. 413–429, 2024.
- [43] J. Bayless and S. Condon, “Evaluation of the Inter-frequency Correlation of New Zealand CyberShake Crustal Earthquake Simulations,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 56, no. 4, 2023.
- [44] S. Karimzadeh, K. Kadas, A. Askan, and A. Yakut, “Comparison of real and simulated records using ground motion intensity measures,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 147, p. 106796, 2021.
- [45] S. Karimzadeh, S. M. S. Hussaini, M. F. Funari, and P. B. Lourenco, “On the effect of different code-based ground motion selection approaches for the estimation of the seismic demand of masonry structures by using real ground motion data set,” in *American Geophysical Union Fall Meeting, 2021*, vol. 2021.
- [46] V. Manfredi, A. Masi, A. G. Özcebe, R. Paolucci, and C. Smerzini, “Selection and spectral matching of recorded ground motions for seismic fragility analyses,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 20, no. 10, pp. 4961–4987, 2022.
- [47] K. Assatourians and G. Atkinson, “EXSIM12: A Stochastic Finite-Fault Computer Program in FORTRAN.” 2012.
- [48] F. Gallovič and J. Zahradník, “Complexity of the Mw 6.3 2009 L’Aquila (Central Italy) earthquake: 1. Multiple finite-extent source inversion,” *J. Geophys. Res. Solid Earth*, vol. 117, no. B4, 2012.
- [49] A. H. Olson, J. A. Orcutt, and G. A. Frazier, “The discrete wavenumber/finite element method for synthetic seismograms,” *Geophys. J. Int.*, vol. 77, no. 2, pp. 421–460, 1984.
- [50] S. Karimzadeh, A. Askan, A. Yakut, and G. Ameri, “Assessment of alternative simulation techniques in nonlinear time history analyses of multi-story frame buildings: A case study,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 98, pp. 38–53, 2017.
- [51] S. Karimzadeh, A. Askan, and A. Yakut, “Assessment of simulated ground motions in earthquake engineering practice: A case study for Duzce (Turkey),” *Best Pract. Physics-based Fault Rupture Model. Seism. Hazard Assess. Nucl. Install.*, pp. 265–283, 2018.
- [52] S. Karimzadeh, A. Askan, M. A. Erberik, and A. Yakut, “Seismic damage

- assessment based on regional synthetic ground motion dataset: a case study for Erzincan, Turkey,” *Nat. Hazards*, vol. 92, pp. 1371–1397, 2018.
- [53] S. Karimzadeh, V. Ozsarac, A. Askan, and M. A. Erberik, “Use of simulated ground motions for the evaluation of energy response of simple structural systems,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 123, pp. 525–542, 2019.
- [54] E. Ozmen, S. Karimzadeh, and A. Askan, “Broadband ground motion simulation within the city of Düzce (Turkey) and building response simulation,” *Pure Appl. Geophys.*, vol. 177, no. 5, pp. 2353–2373, 2020.
- [55] S. Karimzadeh, K. Kadaş, A. Askan, M. A. Erberik, and A. Yakut, “A study on fragility analyses of masonry buildings in Erzincan (Turkey) utilizing simulated and real ground motion records,” *Procedia Eng.*, vol. 199, pp. 188–193, 2017.
- [56] G. Can, A. Askan, and S. Karimzadeh, “An assessment of the 3 February 2002 Cay (Turkey) earthquake (Mw= 6.6): Modeling of ground motions and felt intensity distribution,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 150, p. 106832, 2021.
- [57] V. Ozsarac, S. Karimzadeh, A. Askan, and M. A. Erberik, “Seismic demands of bare and base-isolated steel frames for real against simulated records of a past earthquake,” *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 18, no. 9, pp. 1266–1281, 2022.
- [58] A. B. Koc, M. A. Erberik, A. Askan, and S. Karimzadeh, “The sensitivity of global structural parameters for unreinforced masonry buildings subjected to simulated ground motions,” *Buildings*, vol. 13, no. 8, p. 2060, 2023.
- [59] S. Karimzadeh, M. F. Funari, S. Szabó, S. M. S. Hussaini, S. Rezaeian, and P. B. Lourenço, “Stochastic simulation of earthquake ground motions for the seismic assessment of monumental masonry structures: Source-based vs site-based approaches,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*.
- [60] S. R. Kotha, G. Weatherill, D. Bindi, and F. Cotton, “A regionally-adaptable ground-motion model for shallow crustal earthquakes in Europe,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 18, no. 9, pp. 4091–4125, 2020.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA. ASPETOS GERAIS DA SEGUNDA GERAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8 - PARTE 3**

**RITA BENTO**

Professora Catedrática  
CERIS, IST, Universidade de Lisboa

### **SUMÁRIO**

Este artigo incide sobre a avaliação de edifícios existentes em alvenaria, comparando a aplicação da segunda geração do Eurocódigo 8 com o uso da versão anterior. Destacam-se modificações relevantes, como a modelação, avaliação e verificação de segurança de mecanismos parciais fora do plano, a avaliação de diafragmas horizontais, a classificação de alvenarias, a implementação de modelos específicos para lintéis, mas também a definição de capacidades de deformação e ainda as propriedades dos materiais. Em relação ao comportamento global dos edifícios, realça-se a abordagem por deslocamento, recorrendo a análises estáticas não lineares.

### **ABSTRACT**

This article addresses the main aspects related to the assessment of existing masonry buildings according to the second generation of Eurocode 8, comparing it with the previous version. The most relevant modifications are highlighted, including the modelling, analysis, and safety verification of partial out-of-plane mechanisms, the assessment of horizontal diaphragms, the classification of masonry, the usage of specific models for lintels, and the definition of deformation capacities and material properties. Concerning the overall behaviour of buildings, emphasis is placed on the displacement-based approach, using static non-linear analyses.

**PALAVRAS-CHAVE:** Avaliação Sísmica, Edifícios Existentes de Alvenaria; Análises Estáticas Não Lineares, Segunda Geração do Eurocódigo 8.

## 1. INTRODUÇÃO

A Avaliação Sísmica é um passo fundamental para garantir a segurança e a preservação dos edifícios existentes de alvenaria existente em Portugal, garantindo a sua resiliência face à possibilidade de um sismo e assegurando que o património arquitetónico e histórico do país perdure para as gerações futuras.

A alvenaria, devido à sua natureza frágil em comparação com outros materiais modernos de construção, pode ser particularmente vulnerável aos efeitos de sismos. Edifícios construídos com tijolos, pedras e argamassa são comuns em muitas áreas históricas de Portugal, sendo construídos com base em regras empíricas antes da implementação do primeiro código sísmico. São estruturas complexas e vulneráveis, o que realça a importância de uma avaliação sísmica adequada.

A Figura 1 ilustra o tipo de danos típicos em edifícios de alvenaria, conforme observados nos edifícios existentes em Angra do Heroísmo, na Ilha Terceira, devido ao sismo de 1980. Os danos representados ocorreram em edifícios tradicionais dos Açores, construídos antes de 1950 e maioritariamente constituídos por paredes de alvenaria de pedra, vulneráveis à ação sísmica. A resistência destas estruturas é principalmente limitada pelas propriedades mecânicas dos elementos e pela ligação entre os elementos estruturais. Os edifícios mais vulneráveis, os mais antigos, encontram-se concentrados no centro histórico da cidade, uma área propensa a sismos devido às características da fonte sísmica e às condições do local [1].



Fig. 2 – Danos severos em edifícios de alvenaria – Sismo dos Açores de 1980 [2]: a) Danos nos nembos devido ao impacto entre edifícios; b) Mecanismos locais associados à resposta fora do plano das paredes; c) Danos nos nembos (no plano das paredes).

Estes edifícios frequentemente integram agregados (ou blocos) nos quais cada "unidade" estrutural interage com a adjacente. Muitas vezes, existem edifícios

adjacentes com alturas e/ou níveis de piso diferentes. De facto, é comum que edifícios adjacentes não tenham os pisos ao mesmo nível, o que pode dever-se à diferença de altura entre cada piso ou à inclinação do terreno. Danos por impacto em edifícios com alturas diferentes estão ilustrados na Figura 3 a). Observaram-se também a ocorrência de mecanismos locais associados à resposta fora do plano das paredes, típicos de edifícios em agregados e principalmente promovidos por irregularidades em altura (Figura 4 b). No entanto, verificaram-se ainda danos significativos no plano das paredes, como representado na Figura 5 c), observando-se principalmente danos por corte nos nembros.

O Decreto-Lei n.º 95/2019, publicado a 18 de julho, e os diplomas legais que o decreto enquadra ([3], [4] e [5]), representam um marco significativo para a engenharia de estruturas em Portugal ao estabelecer uma nova regulamentação aplicável à reabilitação de edifícios em geral, e aos edifícios de alvenaria em particular. Com o objetivo de promover a segurança estrutural, eficiência e qualidade das construções, foram implementadas duas importantes alterações que merecem destaque: (i) Revogação dos regulamentos estruturais nacionais e adoção dos Eurocódigos Estruturais; (ii) Exigência de relatório de vulnerabilidade sísmica em intervenções de reabilitação de edifícios.

Neste artigo, são apresentados de forma resumida os principais aspetos relacionados com a avaliação de edifícios existentes (pré-modernos) construídos em alvenaria, de acordo com a Parte 3 da segunda geração do Eurocódigo 8 (prEN 1998-3:2022) [6], comparando com o proposto no regulamento em vigor, em particular, a Parte 3 da primeira geração do Eurocódigo 8, (NP EN 1998-3:2017) [7]. As versões em inglês da segunda geração do Eurocódigo 8 estão anunciadas para estar disponíveis em 2025, e a entrada em vigor em Portugal está prevista para 2028. Atualmente, aplica-se a norma NP EN 1998-3:2017, que aborda a avaliação e reabilitação de edifícios, é uma tradução da Parte 3 da primeira geração do Eurocódigo 8 [8], e inclui o Anexo Nacional específico para Portugal, e onde o Anexo C, informativo, é direcionado para edifícios de alvenaria. Os principais aspetos relacionados com a avaliação e a reabilitação sísmica de edifícios existentes de alvenaria previstos no NP EN 1998-3:2017, com os respetivos Anexo C, específico para edifícios de alvenaria, e o Anexo Nacional, específico para Portugal, estão sintetizados em [9].

É importante salientar que a Parte 3 do Eurocódigo 8, tanto a primeira como a segunda geração, abrange a avaliação e reabilitação de edifícios existentes (a segunda geração também contempla as Pontes), mas exclui do seu âmbito de aplicação os monumentos e edifícios históricos, uma vez que estas estruturas frequentemente requerem abordagens distintas devido à sua natureza particular. Tal resulta do facto destas disposições e abordagens terem sido essencialmente desenvolvidas para estruturas correntes e poderem, por um lado, não ser adequadas para construções de comportamento mais complexo sobre a ação de um sismo e, por outro, por poderem introduzir alterações incompatíveis com a preservação do património cultural. Para estes casos específicos de monumentos e edifícios históricos, recomenda-se a adoção de outras normas e orientações, tais como as propostas pelo ICOMOS [10] ou em Itália [11].

## **2. PROCEDIMENTO GERAL PARA A AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA**

A avaliação sísmica de edifícios existentes de alvenaria é um processo complexo e desafiante cujo objetivo principal é determinar a capacidade sísmica dos edifícios, identificar possíveis vulnerabilidades que permitam propor medidas de reforço ou intervenções necessárias para melhorar o seu desempenho sísmico. A avaliação sísmica deste tipo de estruturas deve considerar que as paredes de alvenaria respondem no plano e fora do plano. O colapso (no plano e fora do plano) pode assumir

mecanismos diferentes que dependem muito da forma como as paredes estão ou não ligadas entre si, aos pavimentos e à cobertura. No entanto, a avaliação estrutural de edifícios existentes de alvenaria recorre, em geral, a abordagens diferentes para atender ao comportamento das paredes no plano e fora do plano.

Na Parte 3 da segunda geração do Eurocódigo 8, é proposta uma metodologia para a realização da avaliação da segurança de edifícios de alvenaria (Figura 2), atendendo o comportamento das paredes no plano e fora do plano. Esta metodologia é composta por etapas bem definidas para (i) a definição das características da estrutura, (ii) a modelação estrutural e a análise e (iii) a verificação dos estados limite.

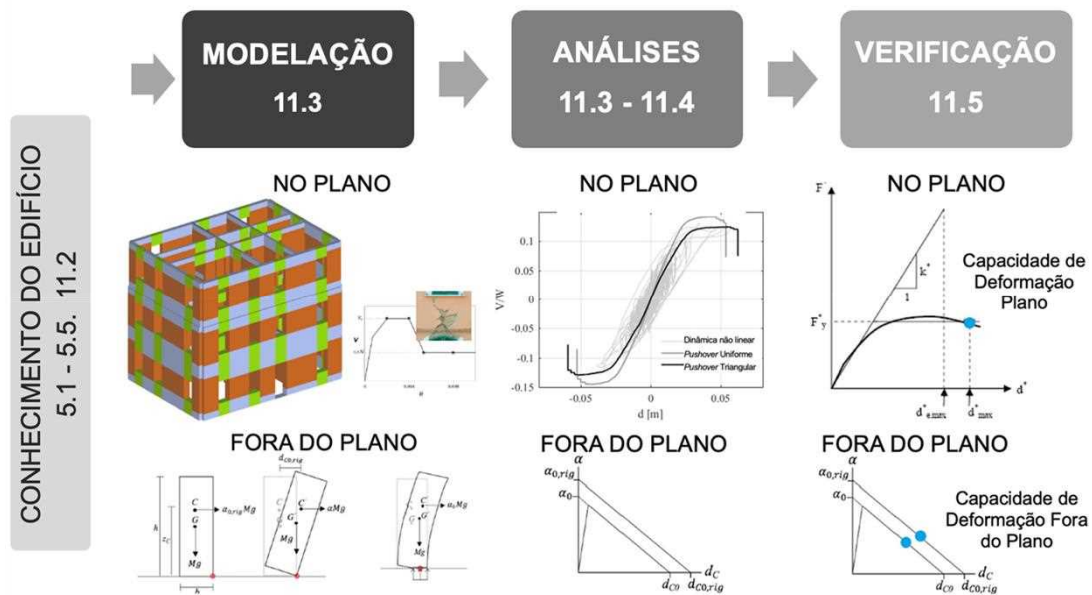


Fig. 2 – Metodologia para a realização da avaliação da segurança de edifícios de alvenaria proposta em prEN 1998-3:2022 [6]

## 2.1. Problemas existentes na norma NP EN 1998-3:2017

A nova versão do Eurocódigo 8 apresenta alterações significativas para as estruturas de alvenaria em relação à primeira geração, tentando ultrapassar os problemas identificados nesta versão. Os problemas identificados com a NP EN 1998-3:2017 incluem:

- As regras específicas para edifícios de alvenaria são apresentadas num anexo informativo (Anexo C) que não oferece um caminho abrangente para a avaliação sísmica.
- São fornecidas orientações limitadas para a modelação e análise, especialmente para análise estática não linear, que é a que é sugerida implicitamente. A capacidade resistente dos elementos de alvenaria considera tanto a força como a deformação, mas não existe ligação com o Eurocódigo 6 [12].
- Assume-se que um edifício existente é tipologicamente semelhante a um edifício de alvenaria moderno, o que não acontece em Portugal. Em particular, os pisos nem sempre são rígidos e as vigas de amarração em betão armado (BA) nem sempre estão presentes. Além disso, devido à distribuição irregular de aberturas, a definição de um pórtico equivalente em termos de nêmbos e lintéis não é simples.
- Não considera mecanismos locais, em particular o colapso fora do plano de porções de paredes, geralmente nas partes superiores das fachadas.
- Não contempla a influência de edifícios adjacentes.

## 2.2. Principais modificações introduzidas

Atendendo às limitações existentes, a segunda geração do Eurocódigo 8, para além de introduzir uma descrição detalhada dos procedimentos de conhecimento, modelação, análise e verificação, são fornecidas diretrizes específicas para edifícios em alvenaria na cláusula 11 (40 páginas) e no Anexo Informativo D (9 páginas). As modificações mais relevantes consideradas em prEN 1998-3:2022 incluem:

- A modelação de mecanismos parciais fora do plano.
- A avaliação dos diafragmas horizontais como rígidos, semirrígidos e flexíveis.
- A classificação de alvenarias como regulares ou irregulares, com critérios de resistência associados.
- Modelos específicos para lintéis (critérios de colapso, consideração do esforço axial).
- As capacidades de deformação dos painéis e os valores de referência para as propriedades dos materiais.

O Capítulo 11 apresenta regras específicas para edifícios de alvenaria, começando por esclarecer o âmbito de aplicação na cláusula 11.1, com o objetivo de abranger 80% do edificado de alvenaria existente (contemplando edifícios de alvenaria não reforçada, confinada e reforçada, alvenaria regular e irregular, e edifícios antigos e recentes). Adicionalmente, estabelece-se que edifícios mistos, sendo a alvenaria predominante, podem ser verificados seguindo estas diretrizes. Isso inclui situações como, por exemplo, alvenaria em conjunto com estruturas de betão armado e elevação do edifício de alvenaria em betão armado.

No entanto, é importante destacar que a segunda geração do Eurocódigo 8 não fornece recomendações práticas para contemplar a influência dos edifícios adjacentes na avaliação sísmica de edifícios. Apenas na Parte 1-1, cláusula 6.2.1(7) [13], indica que na modelação se deve ter em conta a influência dos edifícios adjacentes, sem indicar regras específicas a considerar.

A Figura 3 apresenta os passos relevantes para a avaliação sísmica de edifícios existentes de alvenaria de acordo prEN 1998-3:2022, que se aprofundam nas secções seguintes. Aqui, K<sub>L</sub>s representam níveis de conhecimento e  $\gamma_{Rd}$  representa coeficientes parciais de resistência que leva em conta a incerteza no modelo de resistência (força ou deformação).

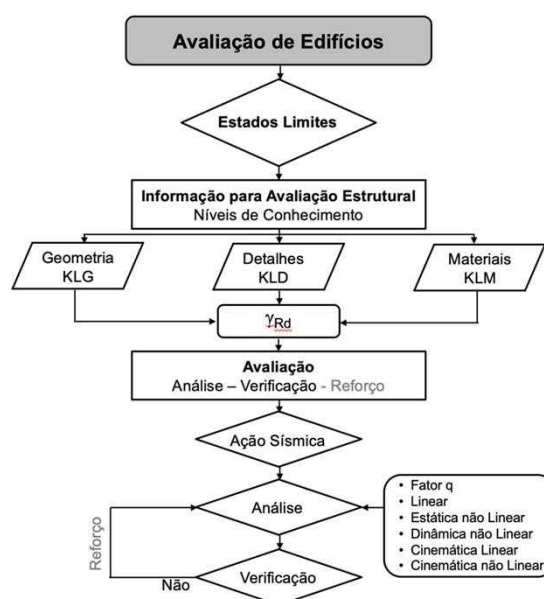


Fig. 3 – Fluxograma com procedimento para avaliação e reabilitação sísmica de edifícios



## 2.3. Estados Limites

A definição dos Estados Limites em prEN 1998-3:2022 foi harmonizada para: Operacional (*Operational*, OP), Danos Limitados (*Damage Limitation*, DL), Danos Severos (*Severe Damage*, SD) e Colapso Iminente (*Near Collapse*, NC). Na segunda geração do Eurocódigo 8 foi considerado um estado limite adicional (OP), e a definição dos Estados Limites foram revistas e harmonizadas, passando a ser utilizados em todas as partes do Eurocódigo 8.

Pelo menos um Estado Limite tem de ser verificado e, para estruturas existentes, a verificação do Estado Limite NC é obrigatória.

## 3. INFORMAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

Para a avaliação sísmica é essencial ter um conhecimento apropriado da geometria, disposições construtivas e materiais utilizados no edifício. Outros aspetos também são importantes, como o histórico de alterações feitas na estrutura e o estado de conservação do edifício.

### 3.1. Informação geral, história e dados

Para a avaliação sísmica de estruturas existentes é essencial recolher informação de várias fontes, incluindo: a) documentação disponível específica para a estrutura em questão; b) fontes de dados genéricos relevantes (por exemplo, regulamentos recentes, normas e práticas documentadas); c) investigações e medições no local; d) testes semi-destrutivos e não destrutivos (que podem incluir medições in situ de propriedades dinâmicas), como descrito em 5.2 e 5.4 para os edifícios existentes e com detalhes direcionados para os edifícios de alvenaria em 11.2 de prEN 1998-3:2022 [6].

Edifícios de alvenaria têm paredes resistentes de diferentes materiais, como pedra, tijolo ou blocos de betão, com juntas secas ou argamassadas. A argamassa de assentamento afeta significativamente as propriedades mecânicas da alvenaria e podem ser à base de cal aérea ou hidráulica em edifícios mais antigos, ou cimentícia em edifícios mais recentes (meados do século XX). As paredes de alvenaria podem ser simples, duplas ou triplas, com ou sem preenchimento de entulho e, às vezes, com elementos de madeira, como a gaiola Pombalina. As paredes são dispostas em duas direções ortogonais, com aberturas nas fachadas e paredes interiores. As fundações podem ser de alvenaria ou betão.

A alvenaria tem propriedades mecânicas variáveis, sendo difícil quantificá-las de forma genérica, pelos motivos descritos anteriormente. Valores indicativos podem ser retirados das fontes indicadas sendo sempre recomendado a realização de ensaios in situ. Na tabela D.1, Anexo D, de prEN 1998-3:2022 [6] são indicados valores médios e coeficientes de variação de propriedades mecânicas de alguns tipos de alvenaria.

#### 3.1.1. Níveis de conhecimento

As propriedades médias dos materiais presentes nos edifícios existentes, obtidas a partir de ensaios in situ ou fontes adicionais, possuem incerteza devido ao nível de conhecimento alcançado. A Cláusula 3 do NP EN 1998-3:2017 [7] trata da recolha e processamento da informação necessária na avaliação sísmica de um edifício existente, assim como a forma como a incerteza associada é considerada no processo de avaliação. A quantidade de informação recolhida determina o Nível de Conhecimento (KL, *Knowledge Level*) que, por sua vez, leva ao Fator de Confiança (CF, *Confidence Factor*). Este último fator é adicional aos habituais coeficientes parciais dos materiais e

visa reduzir, de forma conservativa, do lado da resistência, de forma análoga aos coeficientes parciais já usados no projeto de estruturas novas. O problema com o CF, propostos em EN1998-3:2005 [8] (e em NP EN 1998-3:2017 [7]), é a dificuldade fundamental em calibrar os seus valores.

Desde a sua publicação, a aplicação do EN1998-3:2005 tem demonstrado repetidamente que a quantidade de informação necessária, ou que pode ser razoavelmente recolhida na maioria das situações práticas, não é uniforme: a) na estrutura e b) nas categorias de informação de Geometria, Detalhes e Materiais. Isto é especialmente verdadeiro se a avaliação é realizada num edifício em uso, quando as necessidades da avaliação entram em conflito com as da atividade contínua. Por outro lado, muitas vezes não é necessária informação demasiado detalhada em partes da estrutura que se antecipa não determinarem o resultado da avaliação sísmica, ou em aspetos que têm uma influência limitada nos modelos de resistência utilizados nas verificações de segurança estrutural.

Por estas razões, o único Nível de Conhecimento (KL) do EN1998-3:2005 foi substituído por três KL específicos para cada categoria, na segunda geração do Eurocódigo 8: KLG (Geometria), KLD (Detalhes) e KLM (Materiais), com a distinção adicional de um KLM diferente para cada material de construção. Além disso, em prEN 1998-3:2022 foi também introduzida a possibilidade de definir um KLD ou KLM diferente em diferentes partes da estrutura, desde que seja realizada uma análise preliminar, não obrigatória, para identificar partes da estrutura de maior importância. Estas mudanças introduzem mais flexibilidade no processo de avaliação e julga-se que ajudarão o engenheiro a reduzir ensaios e inspeções desnecessárias, tornando a fase de aquisição de conhecimento mais eficiente em termos de custos. Outras mudanças envolvem a nomenclatura dos três níveis discretos de conhecimento que podem ser alcançados em cada categoria de informação. Anteriormente, eram denominados, em ordem crescente de conhecimento como Limitado, Normal e Completo. Agora, são designados: Mínimo, Médio e Alto. Os novos nomes destacam o fato de que, mesmo com máximo esforço, o conhecimento alcançado não é completo. Isso também é refletido nos coeficientes parciais de resistência  $\gamma_{Rd}$  usados nas verificações, cuja avaliação considera sempre um nível não nulo de incerteza estatística nos parâmetros que influenciam o modelo de resistência através de um valor não unitário de  $\gamma_{Rd}$  associado ao KL Alto. Anteriormente, o conhecimento completo (KL3) tinha um CF=1,0.

## 4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL E ANÁLISE

### 4.1. Introdução

A resposta sísmica de edifícios de alvenaria depende do comportamento das paredes de alvenaria, tanto no plano como fora do plano, da ligação entre as paredes e da interação com os pisos. Modelos globais geralmente consideram o comportamento no plano das paredes de alvenaria, e a resposta é influenciada pela rigidez no plano dos pisos, sejam eles semirrígidos ou rígidos.

Esses modelos não conseguem, em geral, detetar possíveis mecanismos locais fora do plano, que de fato devem ser verificados separadamente com modelos parciais. A Figura 4 mostra um fluxograma geral sobre a modelação de edifícios de alvenaria, como está previsto em prEN 1998-3:2022.

### 4.2. Modelação e análise para a resposta global no plano

A parte superior da Figura 4 apresenta um fluxograma geral para a modelação de edifícios em alvenaria, considerando a resposta global no plano. Em edifícios de alvenaria com pisos flexíveis, a análise sísmica pode ser conduzida parede a parede;

em todas as outras situações, é necessário desenvolver um modelo tridimensional do edifício (modelo 3D).

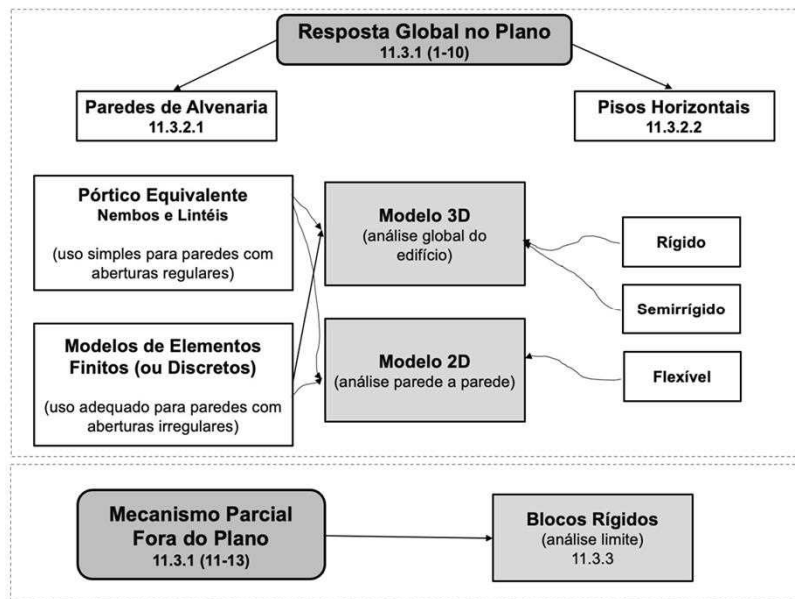


Fig. 4 – Modelação de edifícios de alvenaria: resposta global no plano e mecanismos parciais fora do plano (adaptado de prEN 1998-3:2022 [6])

Os modelos globais de edifícios de alvenaria podem adotar modelos contínuos de elementos finitos. Nesse caso, as paredes podem ser representadas por elementos sólidos (Figura 5b) ou elementos finitos de superfície modeladas no seu plano médio. A densidade e as dimensões dos elementos finitos devem ser adequadas às características das paredes em termos das suas dimensões globais, presença de aberturas, interligação entre paredes e ligação com os pavimentos e a cobertura. Os pavimentos serão normalmente modelados utilizando elementos finitos de superfície, ou associados com elementos lineares para modelar as vigas do pavimento.

Os modelos globais geralmente consideram o comportamento no plano das paredes de alvenaria, e a resposta é influenciada pela rigidez no plano dos diafragmas horizontais, sejam eles rígidos ou semirrígidos. Estes modelos podem considerar a identificação a priori dos elementos de alvenaria (nembo e lintéis), o que permite definir modelos de pórtico equivalente (Figura 5c), particularmente atraentes e adequados para a utilização em projeto corrente, uma vez que permite a análise global de edifícios tridimensional com um esforço computacional razoável.

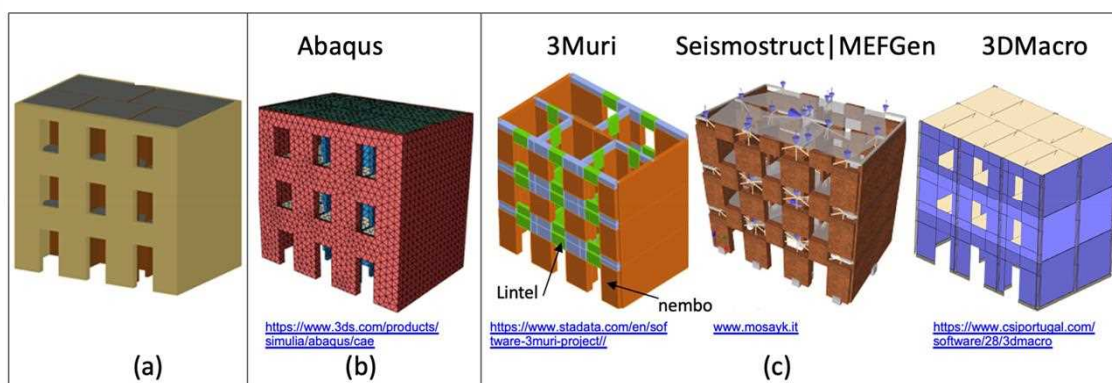


Fig. 5 – Modelação numérica: (a) edifício a estudar; (b) modelo de elementos finitos com elementos sólidos; (c) modelos de pórtico equivalente com elementos barra

Na abordagem por pórticos equivalentes e para o caso da análise não linear, devem ser definidas relações força-deformação adequadas, em termos de esforço transversal ( $V$ ) e deslocamento relativo normalizado do elemento (*drift*,  $\theta$ ). A rigidez elástica deve corresponder às condições de fendilhação. Relações trilineares força-deformação, que consideram rigidezes pré-fendilhação e pós-fendilhação, podem ser utilizadas. A degradação progressiva da resistência deve ser incluída ao nível do elemento (nombos e lintéis), de forma a avaliar a capacidade de deslocamento último a nível global, considerando o dano progressivo e o colapso sob cargas sísmicas (horizontais) e gravíticas (verticais) de todas as paredes resistentes.

Segundo a prEN1998-3:2022 [6], deve ser utilizada uma relação linear por partes para descrever a degradação progressiva da resistência (Figura 6). Três níveis de dano devem ser definidos em termos de deformação limite a nível do elemento, que correspondem a pontos estruturalmente relevantes ao longo da relação força-deslocamento: a) *Drift* de cedência  $\theta_y$ , que corresponde ao valor máximo de  $V$ ; b) *Drift* último  $\theta_u$ , que corresponde a uma redução do  $V$  força cortante em relação ao valor de pico (por uma quantidade que depende do mecanismo de colapso); c) Segundo *Drift* último  $\theta_{u2}$ , no qual o  $V$  é ainda mais reduzido (por uma quantidade que depende do mecanismo de colapso) em relação ao esforço transversal máximo.

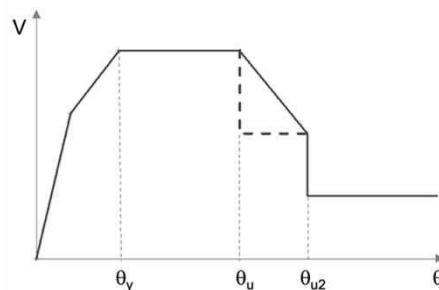


Fig. 6 – Relação esquemática entre força e deformação para elementos de alvenaria (adaptado de prEN1998-3:2022 [6]).

A segunda geração do Eurocódigo 8 tem duas abordagens para a avaliação sísmica de estruturas, uma baseada em força e uma baseada em deslocamento.

A abordagem baseada em força contempla uma análise elástica linear (método de força lateral ou método do espectro de resposta) com a consideração da sobre-resistência e da resposta não linear através do fator de comportamento  $q$ . Estas análises podem ser usadas para verificar o estado limite de danos severos (SD), bem como para a verificação dos estados limite de danos limitados DL e operacional OP, usando  $q=1$ . A verificação do Estado Limite de colapso iminente (NC) não deve ser realizada com fator de comportamento, exceto em regiões de sismicidade muito baixa e baixa.

A abordagem baseada em deslocamento (ou baseada no desempenho) pode ser contemplada através de uma análise estática não linear (ou análise *pushover*), considerando explicitamente o comportamento não linear da estrutura. Tendo em conta as deficiências estruturais em edifícios existentes de alvenaria e os danos relacionados durante ações sísmicas intensas, a análise estática não-linear é considerada a análise de referência a adotar.

As regras gerais para a análise estática não linear são definidas na Parte 1-1 (prEN1998-1-1:2024) [13], na cláusula 6.5 e no Anexo D. Disposições adicionais são definidas na Parte 1-2 (prEN1998-1-2\_2022\_ENQ) [14], cláusula 5.3.5. Em relação ao procedimento previsto na versão do Eurocódigo 8 em vigor (NP EN 1998-1:2010) [15], destaca-se o seguinte:

- Pelo menos a distribuição de forças lateral “modal” deve ser considerada.

- Adicionalmente a distribuição de forças lateral “uniforme” deve ser considerada se for esperado a ocorrência de um mecanismo de piso (*soft storey*).
- No caso de edifícios em alvenaria com diafragmas semirrígidos ou quando o rácio da participação modal de massa do modo de vibração predominante na direção considerada for inferior a 70%, o padrão "modal" deve ser substituído por A ou B:
  - A. Padrão "triangular", baseado em forças laterais proporcionais às massas, considerando um perfil de aceleração triangular invertido em altura (opção preferencial).
  - B. Combinação modal de padrões de carga a partir de modos relevantes, definidos como aqueles nos quais os deslocamentos não têm mudança de sinal em altura; esta opção deve ser utilizada na presença de irregularidade significativa em altura.
- Considerar apenas 4 análises: X e Y, positiva e negativa.
- Em edifícios sem pisos rígidos, as cargas laterais são calculadas e aplicadas em cada nó. No caso de pisos semirrígidos, o deslocamento de controlo deve ser a média dos deslocamentos entre as diferentes paredes, ponderada pelas massas sísmicas correspondentes.
- A relação força-deformação do modelo de um grau de liberdade equivalente ( $F^*-d^*$ ) pode ser sempre idealizada como bilinear com endurecimento se a curva de capacidade não apresentar degradação de resistência (Figura 7(a)). Se a curva de capacidade apresentar um ramo de rigidez negativa pós-pico (degradação de resistência), uma idealização bilinear sem endurecimento pode ser adotada até o deslocamento último (Figura 7(b));
- A influência de modos superiores e efeitos de torção também deve ser considerada a partir de fatores de correção previstos.

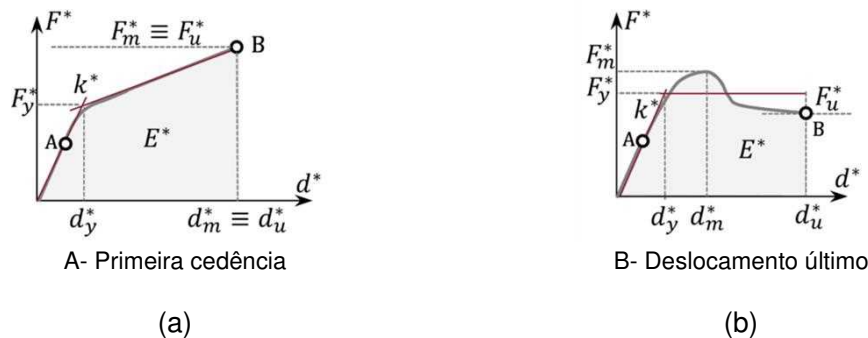


Fig. 7 – Determinação da idealização bilinear da relação força-deformação no caso de (a) curva de capacidade não decrescente e (b) decrescente (adaptado de prEN1998-1-1:2024 [13])

### 4.3. Modelação e análise de mecanismos parciais fora do plano e análise de limite

A avaliação sísmica de edifícios de alvenaria existentes deve também considerar a verificação de possíveis mecanismos parciais, como está previsto na cláusula 11.3.3 do prEN 1998-3:2022. Esta avaliação deve ser feita adicionalmente à avaliação global do edifício, que considera o comportamento das paredes no plano, em:

- Paredes de alvenaria mal ligadas a paredes ortogonais e a pisos.
- Paredes em consola.
- Paredes esbeltas de alvenaria.

Os mecanismos parciais são caracterizados principalmente pela resposta fora do plano de uma porção de parede que não está bem ligada às paredes solicitadas no plano. Estes mecanismos (que normalmente não são captados pelo modelo global) podem ser analisados através de modelos simples, considerando uma parcela (macroelemento)

que pode ser assumida, simplificada, como comportando-se de forma independente do resto do edifício.

A Parte 3 da segunda geração do Eurocódigo 8 (prEN 1998-3:2022, [6]) introduz as seguintes duas abordagens (Figura 8), de precisão crescente, que são equivalentes à utilização de análises estáticas lineares e não lineares para o comportamento global no plano:

- Análise Cinemática Linear - análise limite de equilíbrio de um conjunto de blocos rígidos (ou de apenas um bloco), que poderá ser utilizada para avaliar o multiplicador de força horizontal sísmica,  $\alpha_0$ , na ativação do mecanismo parcial (cláusula 11.3.3.1).
- Análise Cinemática Não Linear - análise limite de equilíbrio incremental com não linearidade geométrica, que deverá ser utilizada para a definição da curva *pushover* e da capacidade de deslocamento (cláusula 11.3.3.2); pode ser assumido um comportamento inicial rígido ou elástico, dependendo das características do mecanismo.

Em relação à análise cinemática não linear, o comportamento inicial rígido é uma suposição razoável, por exemplo, no caso de mecanismos fora do plano de partes de uma fachada, que não apresentam um comportamento dinâmico independente até o início do mecanismo, uma vez que estão inicialmente ligados ao edifício de alvenaria. Pelo contrário, no caso de elementos de alvenaria independentes (parapeitos, pináculos, etc.), é necessário considerar a resposta dinâmica elástica inicial, antes do início do mecanismo, mesmo que seja frequentemente caracterizada por um curto período de vibração.

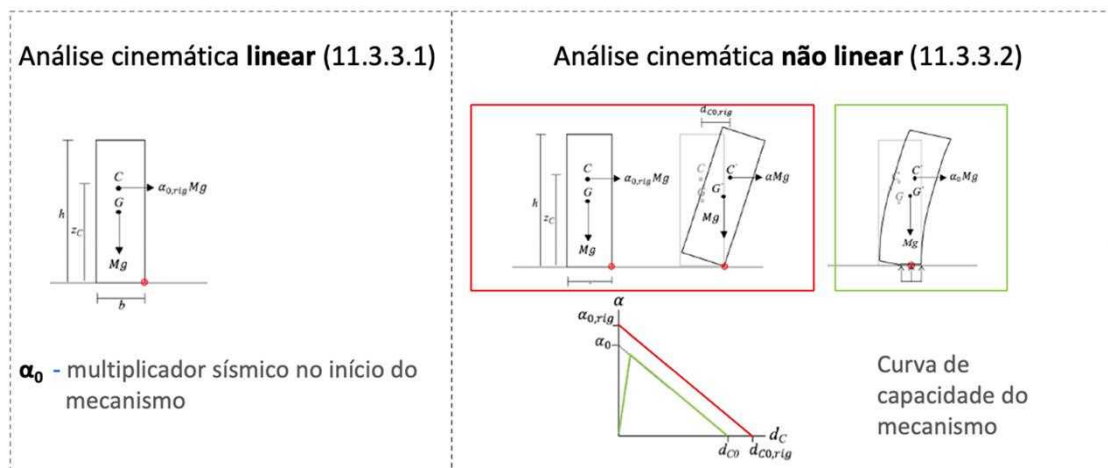


Fig. 8 – Avaliação sísmica de mecanismos para fora do plano (adaptado de [16]) considerando análise cinemática linear (esquerda) e análise cinemática não linear (direita).

A análise cinemática linear, baseada na análise de limite de equilíbrio, envolve:

- Definir a carga vertical gravítica para cada bloco/elemento;
- Identificar/aplicar forças externas e internas;
- Aplicar forças horizontais para simular a ação sísmica (proporcionais ao coeficiente  $\alpha_0$  e aos pesos).

Na análise cinemática não linear, define-se a curva de capacidade dos mecanismos fora do plano através da análise de limite, sendo de seguida necessário:

- Definir os estados limite na curva de capacidade (cláusula 11.4.2);
- Realizar a avaliação (cláusula 11.5.2) através da comparação entre a curva de capacidade e o espectro de resposta (ou o espectro de piso para mecanismos no topo).

#### 4.4. Modelos de resistência para avaliação

Nesta secção, apresentam-se separadamente os modelos de resistência para elementos de alvenaria no plano e fora do plano.

##### 4.4.1. Modelos de resistência para elementos de alvenaria no plano

Os critérios de colapso para calcular as resistências ao corte são indicados em prEN1998-1-1:2022, com uma distinção entre nembos e lintéis e levando em consideração a tipologia da alvenaria: (i) alvenaria regular; (ii) alvenaria irregular.

No caso de edifícios existentes de alvenaria, a resistência ao corte dos nembos deve ser calculada tendo em conta o modo de rotura (Figura 9): sob flexão e esforço axial; por deslizamento devido ao esforço transversal; e ainda correspondente à fendilhação diagonal, [17] e [18].

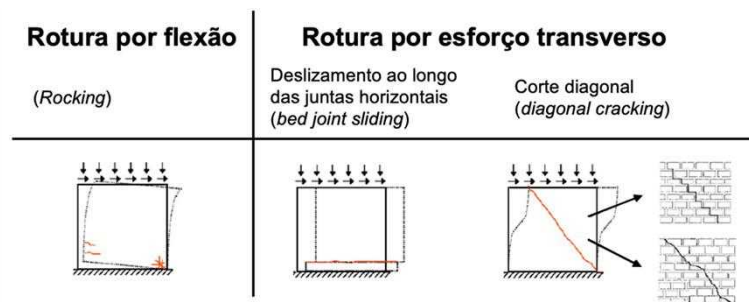


Fig. 9 - Modos de rotura dos nembos: por flexão (esquerda) e por esforço transversal (direita) (adaptado de [16]).

##### 4.4.1.1 Resistência ao esforço transversal de Nembos e Lintéis

A resistência máxima ao esforço transversal  $V_R$  nos elementos de alvenaria, não reforçados, deve ser considerada como a menor entre aquelas definidas considerando três possíveis modos de colapso alternativos: flexão  $V_f$ , deslizamento por esforço transversal  $V_s$  e fendilhação diagonal  $V_d$ . A última opção é diferente dependendo do tipo de alvenaria, seja regular ou irregular. As equações para definir a resistência ao esforço transversal dos nembos e lintéis são definidas nas cláusulas 11.4.1.1.2-11.4.1.1.4, como indicado na Tabela 1. A rotura por esforço transversal por deslizamento só pode ocorrer nos nembos com alvenaria regular.

Tabela 1- Resistência no plano das paredes de alvenaria antiga.

Alvenaria	Elementos	Flexão	Esforço Transverso	
			Deslizamento	Fendilhação Diagonal
Regular	Nembos	11.4.1.1.2(1)	11.4.1.1.3(1-3)	11.4.1.1.4(3)
	Lintéis	11.4.1.1.2(4-6)	—	11.4.1.1.4(3)
Irregular	Nembos	11.4.1.1.2(1)	—	11.4.1.1.4(2)
	Lintéis	11.4.1.1.2(4-6)	—	11.4.1.1.4(2)

#### 4.4.1.2 Capacidades de deformação no plano de Nembos e Lintéis

As capacidades de deformação, em termos de deslocamento relativo (*drift ratio*,  $\theta$ ), dos nembos e lintéis foram significativamente revistas, levando em conta as publicações recentes, em particular aquelas que fornecem uma revisão da literatura e dados coligidos de testes experimentais desenvolvidos em [19] e [20].

As capacidades de deformação no plano das paredes de alvenaria, para nembos e lintéis, dependendo do tipo de alvenaria, seja regular ou irregular, em edifícios existentes de alvenaria (pré-modernos), e estão resumidas na Tabela 2 conforme é definido prEN 1998-3:2022 [6].

Tabela 2- Capacidade de deformação no plano das paredes de alvenaria existente (adaptado de prEN 1998-3:2022 [6]).

Alvenaria	Elementos	Flexão	Corte	
			Deslizamento	Fendilhação Diagonal
Regular	Nembos	0,01(1-v*) 11.4.1.2.2(1)	0,008 – deslizamento 0,005 – rotura das unidades	0,006 11.4.1.2.4(1)
	Lintéis	0,016 - resistente à flexão e bem apoiado nos nembos 0,012 - outros casos 11.4.1.2.2(2)	–	0,006 11.4.1.2.4(2)
Irregular	Nembos	0,01(1-v*) 11.4.1.2.2(1)	–	0,005 11.4.1.2.4(1)
	Lintéis	0,016 - resistente à flexão e bem apoiado nos nembos 0,012 - outros casos 11.4.1.2.2(2)	–	0,005 11.4.1.2.4(2)

\*Esforço axial normalizado

Um ponto crítico é a definição do deslocamento exigido em elementos de alvenaria, a partir dos resultados da análise. O uso de modelos de pórticos equivalentes, nos quais os lintéis são considerados, gera condições de deformação nos nembos que são diferentes das duas usualmente consideradas em testes experimentais: (i) rotações com extremidades fixas; (ii) em consola. Muito poucos testes estão disponíveis com outras restrições. A análise dos dados disponíveis mostrou que a medida representativa para a definição do *drift* nos nembos, tendo em conta que a capacidade de deformação, é quase constante para cada tipo de mecanismo de colapso, e é:

- Para elementos que colapsam por flexão - a rotação da corda na secção de extremidade onde o colapso ocorre:

$$\theta_i = r_i + \frac{u_0 - u_i}{H_i} \cong r_i + \frac{u_j - u_i}{H} \quad (1)$$

$$\theta_j = r_j + \frac{u_j - u_0}{H_j} \cong r_j + \frac{u_j - u_i}{H} \quad (2)$$

Onde:

$u_0$  é o deslocamento transversal no ponto de contraflecha;

$r_{i(j)}$  é a rotação na secção inferior (superior)  $i(j)$ , assumida no sentido anti-horário;

$H_{i(j)}$  é a distância entre a secção  $i(j)$  e o ponto de contraflecha ( $H_i + H_j = H$ , onde  $H$  é a altura do pilar).

- Para elementos que colapsam por deslizamento por esforço transversal - a rotação da corda na secção de extremidade onde o deslizamento ocorre;



- Para elementos que colapsam devido à fendilhação diagonal - a rotação média da corda das duas secções de extremidade, que pode ser aproximada ao *drift* (admite-se uma medida representativa de deformação por esforço transversal para todo o painel considerando que o colapso ocorre na área central do painel):

$$\theta_e = \frac{u_j - u_i}{H} + \frac{r_j + r_i}{2} \quad (3)$$

Onde:

$u_i(j)$  é o deslocamento lateral na secção final  $i(j)$ ;

$r_i(j)$  é a rotação na secção final  $i(j)$ , assumida como positiva no sentido anti-horário;

$H$  é o comprimento do elemento de alvenaria (nembo ou lintel).

Nos lintéis, tendo em conta que o ponto de inversão de curvatura geralmente se encontra muito próximo à secção central, a rotação da corda pode ser expressa pela equação (3).

Para os lintéis, e apenas para a resistência à flexão deve-se considerar a contribuição dos elementos horizontais tracionados acoplados e o imbricamento da alvenaria com as paredes adjacentes (em vez de assumir o lintel como uma nembo rodada em 90°, com resistência nula à tração nas duas extremidades).

No anexo D (D5) são propostos valores para a capacidade de deformação no plano das paredes de alvenaria existente para modos de rotura híbridos (flexão com esforço transversal).

#### 4.4.2. Modelos de resistência para avaliação de mecanismos parciais fora-do-plano

Três estados limites que devem ser considerados para mecanismos parciais fora do plano de partes do edifício de alvenaria que são afetadas pela perda de equilíbrio, e são: 1) Danos Limitados (DL), que deve ser identificado com o início da perda de equilíbrio estático; 2) Danos Severos (SD), que devem ser identificados com um comportamento de *rocking* longe do colapso; e 3) Colapso Iminente (NC).

O Estado Limite DL pode ser verificado considerando a resistência à ativação do mecanismo no sistema equivalente de um grau de liberdade,  $F_{DL}$ , conforme obtido pela análise limite de equilíbrio, considerando a cinemática de blocos rígidos e as devidas restrições internas e externas. Na cláusula 11.4.2 do prEN 1998-3:2022, são definidas as forças no sistema equivalente de um grau de liberdade no Estado Limite DL, função do multiplicador horizontal inicial  $\alpha_0$ , quando se admite que: (i) os blocos se comportam como rígidos; e (ii) uma deformação não desprezável, até o início da formação do mecanismo.

Os estados limites de Danos Significativos (SD) e Colapso Iminente (NC) devem ser definidos em termos de deslocamento na curva de capacidade obtida por uma análise incremental de equilíbrio limite (Figura 10), até ao ponto em que o multiplicador sísmico horizontal tenha diminuído para zero, representativo da condição de equilíbrio limite sob cargas gravíticas. O deslocamento correspondente a SD ( $d_{SD}$  ou  $d_{SD,Rig}$ , Figura 10) deve ser considerado como o menor entre: (i) 60% do deslocamento no qual a força se torna zero ( $d_{C0}$  ou  $d_{C0,Rig}$ , Figura 10); (ii) deslocamento correspondente ao colapso de elementos como tirantes ou outros meios de ligação relevantes, sem induzir instabilidade, mas causando uma redução da resistência máxima à força lateral superior a 50%. Por outro lado, deslocamento correspondente a NC ( $d_{NC}$  ou  $d_{NC,Rig}$ , Figura 10) deve ser o menor entre: (i) 40% do deslocamento no qual a força se torna zero; (ii) o

deslocamento correspondente a condições de colapso que comprometam a estabilidade de membros adjacentes (por exemplo, o colapso do piso, etc.).

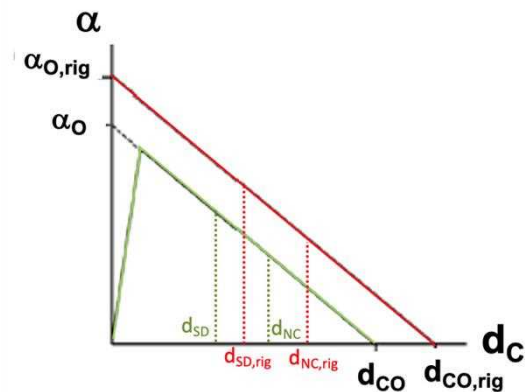


Fig. 10 - Curva de capacidade resistente para mecanismos parciais, proveniente de uma análise cinemática não linear. Definição dos deslocamentos SD e NC.

## 5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

As regras para as verificações de segurança, de acordo com prEN1998-1-1:2022, tendo em conta a resposta global no plano (cláusula 11.5.1), dependem do tipo de análise utilizada, como esquematicamente representado na Figura 11.

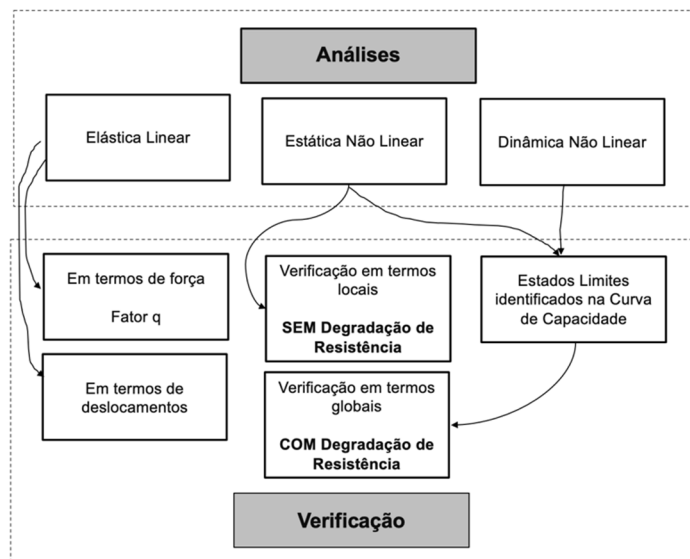


Fig. 11 – Análise sísmica e procedimentos de verificação para edifícios de alvenaria – Resposta global no plano (adaptado de prEN1998-3:2022, [6]).

A estimativa da exigência e da capacidade sísmica é, em geral, baseada nas propriedades médias dos materiais (para materiais existentes e adicionados). O novo sistema e valores dos coeficientes de segurança (geralmente dependentes dos níveis de conhecimento (KL) e do mecanismo de resposta crítico e do tipo de material) são definidos e utilizados nas verificações de segurança.

A verificação de mecanismos parciais fora do plano (cláusula 11.5.2, prEN1998-3:2022) deve ser realizada além da verificação da resistência global no plano dos elementos de alvenaria, quando a verificação global é feita utilizando um modelo que não captura a

resposta fora do plano das paredes associadas a esses mecanismos locais. Esta verificação deve ser conduzida: (i) em paredes de alvenaria que não estão efetivamente ligadas a estruturas transversais horizontais e verticais; (ii) para paredes de alvenaria esbeltas (mesmo que estejam contidas em dois níveis consecutivos); (iii) para elementos verticais em consola.

### 5.1. Verificação da segurança - resposta global no plano

Descreve-se nesta secção as verificações do Estado Limite de Colapso Iminente (NC, *Near Collapse*) com métodos de análise estática não linear. Para edifícios de alvenaria a verificação pode ser feita em termos locais (nível do elemento) ou globais (nível estrutural). A verificação de segurança em termos globais é realizada com base nos resultados da análise estática não linear. Se se considerar na modelação não linear dos elementos a degradação progressiva da resistência, a verificação de segurança deve ser realizada em termos globais. Se esta degradação não estiver incluída no modelo, a análise não linear deve considerar a verificação em termos locais (nível do elemento) – Figura 11.

Quando a verificação de segurança é realizada em termos globais, o efeito da ação sísmica, expresso em termos de deslocamento alvo  $d_t$ , deve ser inferior à resistência, definida em termos de deslocamento  $d_{NC}$  - equação (4).

$$\gamma_{Sd} d_t \leq d_{NC} = \max \left( d_y, \frac{1}{\gamma_{Rd}} d_{NC,\theta} \right) \quad (4)$$

onde  $d_{NC,\theta}$  é o mínimo entre 3 condições: a) queda de 20% da força de corte total da base, b) *drift* último em todos os nembros de uma parede num determinado piso (colapso local); c) rotura por compressão num nembro (1,5 vezes o *drift* último do nembro). Na equação (4)  $\gamma_{Sd}$  corresponde ao fator parcial considerando incerteza na modelação dos efeitos da ação (igual a 1,0 para estruturas não danificadas e 1,15 para os restantes casos),  $d_y$  corresponde ao deslocamento de cedência e  $\gamma_{Rd}$  representa o fator parcial responsável pela incerteza na deformação final (resistência) para NC.

A verificação de segurança em termos locais consiste em duas etapas: (i) primeiro, as zonas críticas devem ser identificadas; em seguida, (ii) os efeitos das ações  $E_d$  e a resistência  $R_d$  são comparados. Em geral, em ambas as etapas,  $E_d$  e  $R_d$  são definidos em termos de deformações generalizadas. As zonas críticas são aquelas onde ocorre a cedência (i.e., que desenvolvem resposta não linear). A resistência  $R_d$  em termos de deformações generalizadas deve ser, pelo menos, igual aos efeitos das ações  $E_d$ , equação (5).

$$E_d \leq R_d \quad (5)$$

As exigências devem ser definidas multiplicando os resultados da análise por coeficientes parciais de segurança (1,0 para estruturas não danificadas e 1,15 para os restantes casos). A resistência deve ser definida dividindo a resistência calculada com base nos valores médios das propriedades dos materiais pelos coeficientes parciais de segurança definidos para diferentes materiais.

Em geral, a verificação de mecanismos frágeis e instabilidades é feita em termos de tensões generalizadas (em termos de resistência).

Os critérios de rotura para calcular as resistências ao esforço transversal estão indicados na prEN1998-1-1:2022, distinguindo os nembros e os lintéis e considerando o tipo da alvenaria. No caso de edifícios existentes de alvenaria (pré-modernos), a resistência ao esforço transversal dos nembros deve ser calculada tendo em conta o modo de colapso: sob flexão e esforço axial; por deslizamento devido ao esforço transversal; e ainda

correspondente à fendilhação diagonal [17] [18]. Para os lintéis, e apenas para a resistência à flexão deve-se considerar a contribuição dos elementos horizontais tracionados acoplados e o imbricamento da alvenaria com as paredes adjacentes. As capacidades de deformação, em termos de *drift* foram reavaliadas, considerando as publicações mais recentes [19] [20].

## 5.2. Verificação da segurança - resposta parcial de mecanismos para fora do plano

Para o estado limite DL, a verificação de segurança pode ser feita de acordo com a equação (6) ou (7), se o mecanismo se desenvolver a partir do piso térreo ou se o mecanismo estiver a uma altura  $Z$  acima do solo, respetivamente. O efeito da ação sísmica para um mecanismo local com período inicial de vibração  $T_0$  deve ser avaliado utilizando o espectro de resposta elástico  $S_e(T_0)$  (mecanismo a ocorrer no piso térreo), ou o espectro do piso  $S_{eZ}(T_0)$  (mecanismo a ocorrer a uma altura  $Z$  acima do solo). O coeficiente de amortecimento pode ser considerado igual a  $\xi = 5\%$ .

$$\gamma_{Sd} m^* S_e(T_0) \leq F_{DL}^* / \gamma_{Rd} \quad (6)$$

$$\gamma_{Sd} m^* S_{eZ}(T_0) \leq F_{DL}^* / \gamma_{Rd} \quad (7)$$

Onde  $m^*$  e  $F_{DL}^*$  a massa e resistência à ativação do mecanismo do sistema de um grau de liberdade equivalente,  $\gamma_{Rd}$  fator parcial que considera a incerteza na resistência do estado limite DL.

Para os estados limites de Danos Significativos (SD) e Colapso Iminente (NC) a verificação de segurança é feita em termos de deslocamentos, equações (8) e (9), para os estados limites SD e NC, respetivamente.

$$\gamma_{Sd} S_{De}(T_{SD}) \eta(\xi_{SD}) \leq d_{SD} / \gamma_{Rd} \quad (8)$$

$$\gamma_{Sd} S_{De}(T_{NC}) \eta(\xi_{NC}) \leq d_{NC} / \gamma_{Rd} \quad (9)$$

Em que  $\eta$  é o fator de correção de amortecimento que modifica o espectro elástico em função de um coeficiente de amortecimento  $\xi$  diferente de 5% e  $\gamma_{Rd}$  fator parcial que considera a incerteza na resistência para o estado limite SD ou NC.

## 6. COMENTÁRIOS FINAIS

Vários sismos em todo o mundo têm comprovado a vulnerabilidade dos edifícios com estrutura de alvenaria não reforçada, pelo que importa progredir muito na avaliação sísmica de edifícios existentes. O resultado de tais avaliações é fortemente influenciado pelo nível de conhecimento sobre os próprios edifícios, nomeadamente sobre as propriedades mecânicas dos materiais utilizados, mas também muito sobre os métodos de análise a empregar caso a caso. Devido à sua complexidade, a avaliação de segurança de edifícios de alvenaria apresenta uma forte exigência em competências de engenharia estrutural e no conhecimento das técnicas de análise estrutural disponíveis. O uso de pressupostos errados na caracterização da estrutura existente ou na sua modelação numérica podem levar a uma avaliação inadequada, pondo em risco a avaliação da segurança da estrutura ou, em alternativa, exigindo custos excessivos para a sua reabilitação.

Este tipo de avaliação sísmica requer modelos suficientemente precisos para captar as principais características da resposta real, mas também suficientemente simples para serem utilizados ao nível prático da engenharia.

A segunda geração do Eurocódigo 8 introduz uma revisão substancial do normativo aplicável a estruturas de alvenaria, respondendo aos problemas identificados na primeira geração. Na NP EN 1998-3:2017, vários problemas relacionados com a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria foram reconhecidos, incluindo limitações nas orientações para modelação e análise, a suposição de semelhança tipológica entre edifícios existentes e modernos, e a ausência de verificações de segurança para mecanismos locais, especialmente para o colapso fora do plano. O documento final da Parte 3 da segunda geração do Eurocódigo 8 propõe um enquadramento geral para a este tipo de avaliação, através de modelos não-lineares, adaptados a uma ampla variedade de configurações complexas, contemplando o comportamento global em plano e mecanismos locais fora do plano, assim como diafragmas horizontais rígidos, semirrígidos e flexíveis. Os modelos propostos são o resultado de investigação aturada ao longo dos últimos 20 anos amplamente validados por testes experimentais, incluindo ensaios em escala real, estáticos e dinâmicos, bem como pela observação de danos pós-sísmicos.

Dada a introdução nesta nova versão do Eurocódigo 8 de alterações técnicas e procedimentais muito relevantes para avaliação de edifícios de alvenaria existentes, torna-se essencial considerar a necessidade de formação específica para a comunidade projetista, de forma a garantir uma implementação eficaz e uma aplicação correta das novas diretrizes propostas. Essa tarefa e essa responsabilidade cabem à comunidade académica e científica que, em Portugal, tem dado contributos significativos para o progresso do conhecimento nesta área.

Finalmente, é importante salientar que as regras práticas para considerar a influência de edifícios adjacentes na avaliação sísmica de edifícios não foram incluídas nesta nova versão, apesar da sua relevância, especialmente em zonas urbanas. Este aspeto é, portanto, um tópico que ainda exige progresso no conhecimento científico, por forma a promover uma avaliação cada vez mais adequada de edifícios, tendo em conta as condições específicas dos contextos urbanos.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Estêvão JM, Carvalho A. (2015) The role of source and site effects on structural failures due to Azores earthquakes. *Eng Fail Anal* 2015; **56**:429–40. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.12.010>.
- [2] Direcção-Geral do Planeamento Urbanístico (1980) Records of the Architectonic Inventory. Angra Do Heroísmo.
- [3] DRE (2019) Decreto-Lei nº 95/2019 (<https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/decreto-lei/95-2019-123279819>).
- [4] Portaria nº 302/2019 (2019) (<https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/portaria/302-2019-124642991>).
- [5] Despacho Normativo nº 21/2019 (<https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/despacho-normativo/21-2019-124750394>).
- [6] CEN (2022a). prEN1998-3:2022. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [7] NP EN 1998-3 (2017) Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- [8] CEN (2005) EN 1998-3: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels: European Committee for Standardization, Brussels.
- [9] Candeias, P. X., Correia, A. A., Campos Costa, A. Catarino, J. M., Pipa, M., Cruz, H., Cansado Carvalho, E., Costa, A. (2020) Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria, RPEE, Nota Técnica, Série III, nº12, 99-120.

- [10] ICOMOS (2003) Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage
- [11] DPCM (2011) Guidelines for the Evaluation and Reduction of Seismic Risk of Cultural Heritage with Reference to the Building Code for Constructions Promulgated by the Ministry of Infrastructure and Transport on 2008 January 14<sup>th</sup> (In Italian). Italy: Ministry for Cultural Heritage and Activities.
- [12] NP EN 1996-1-1 (2008) Eurocódigo 6 – Projecto de Estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada acções sísmicas e regras para edifícios, Bruxelas: Instituto Português da Qualidade.
- [13] CEN (2024). prEN1998-1-1:2024. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1-1: General rules and seismic action. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [14] CEN (2022b) prEN1998-1-2\_2022\_ENQ, Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance, Part 1-2: Buildings, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [15] NP EN 1998-1 (2010) Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- [16] Lagomarsino S. (2023) Assessment and retrofit of masonry buildings. Webinar 3.7, Eurocode 8 Second Generation webinar series, EAEE organization, <https://ec8webinars.org>
- [17] Turnšek V, Čačovič F (1970) Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 149–156.
- [18] Turnšek V, Sheppard P (1980) The shear and flexural resistance of masonry walls. Proc. Int. Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, p. 517–573.
- [19] Petry S, Beyer K (2014) Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls. *Engineering Structures*, **65**:76–88. doi:10.1016/j.engstruct.2014.01.048
- [20] Vanin F, Zaganelli D, Penna A, Beyer A (2017) Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**, 5435–5479. DOI 10.1007/s10518-017-0188-5

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## PROJETO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE BETÃO – DESAFIOS E SOLUÇÕES

**ANTÓNIO COSTA**  
A2P Consult Lisboa

### SUMÁRIO

A implementação dos Eurocódigos estruturais como regulamentação nacional no domínio do projeto veio trazer importantes alterações às metodologias de análise e dimensionamento estrutural, nomeadamente no que se refere ao projeto sísmico de estruturas novas e existentes. A compreensão adequada destas metodologias e o âmbito da sua aplicação é essencial para garantir que o projeto sísmico se traduza numa estrutura com comportamento eficaz face à ação sísmica. Neste artigo referem-se alguns aspetos gerais da análise e dimensionamento que o engenheiro deve ter presente quando realiza o seu projeto sísmico e que a experiência no acompanhamento e na revisão de projetos mostra que são, por vezes, esquecidas podendo conduzir a soluções menos adequadas ou mesmo ineficazes. São apresentados alguns projetos de obras novas e obras existentes onde os desafios colocados para dotar as estruturas de comportamento sísmico adequado foram relevantes sendo discutidas as soluções adotadas para os ultrapassar.

### ABSTRACT

The implementation of the Eurocodes as national regulations that frame the project of structures has brought important changes to structural analysis and design methodologies, particularly regarding the seismic design of new and existing structures. The appropriate understanding of these methodologies and the scope of their application is essential to ensure that the project turns into a structure with a good performance when subjected to the seismic action. This article refers to some general aspects of the analysis and design that the engineer must keep in mind when carrying out his seismic project and that experience in monitoring and reviewing projects shows that they are sometimes forgotten and can lead to less adequate or even ineffective solutions. Some projects for new and existing constructions are presented where the challenges to provide structures with adequate seismic behavior were relevant and the solutions adopted to overcome them are discussed.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estruturas de betão, projeto sísmico, estruturas novas, estruturas existentes.



## 1. ENQUADRAMENTO E ASPETOS GERAIS

A conceção, a análise e o dimensionamento sísmico constituem uma parte relevante do projeto de estruturas a qual coloca frequentemente diversos desafios e incertezas ao projetista que é necessário ultrapassar.

Nestas últimas décadas a engenharia sísmica foi uma das áreas do projeto de estruturas que maior evolução registou originando uma atualização relevante da regulamentação. A implementação dos Eurocódigos estruturais como regulamentação nacional no domínio do projeto veio trazer importantes alterações às metodologias de análise e dimensionamento estrutural, nomeadamente no que se refere ao projeto sísmico de estruturas novas e existentes.

O Eurocódigo 8 (EC8) contempla metodologias diferentes relativamente ao projeto de obras novas (partes 1 e 2 do EC8) e à avaliação e reforço de obras existentes (parte 3 do EC8). Para as primeiras adota uma metodologia com base em forças enquanto para as segundas a metodologia de referência é baseada em deslocamentos. A correta compreensão destas metodologias e o âmbito da sua aplicação é essencial para garantir que o projeto sísmico se traduza numa estrutura com desempenho eficaz face à ação sísmica.

A experiência do autor no acompanhamento e análise de projetos indica que existem, por vezes, algumas ideias pré-concebidas que carecem de fundamento e que aplicadas sem a necessária reflexão podem traduzir-se em soluções menos adequadas ao desempenho sísmico das estruturas.

Trata-se, certamente, de aspetos que os engenheiros com maior experiência na avaliação e dimensionamento sísmico terão bem presentes, mas para os que não têm essa experiência poderão ter relevância para a forma como pensam e avaliam o comportamento estrutural, e realizam o dimensionamento sísmico. Não sendo viável abordar num documento desta natureza tudo o que pode ser relevante para o efeito, indicam-se alguns aspetos que a perceção obtida no acompanhamento de projetos acima referido mostra colocarem-se com maior frequência.

Um primeiro aspeto é relativo à metodologia de dimensionamento de obras novas enquadrada pelos EC8-1 e EC8-2, a qual, como referido atrás, é baseada em forças. Para avaliação dos efeitos induzidos pelos sismos o método de referência é a análise modal por espectro de resposta considerando um coeficiente de comportamento em cada direção principal da estrutura para explorar o comportamento não linear dos seus elementos e a sua capacidade de dissipação de energia. O coeficiente de comportamento é considerado igual para todos os elementos estruturais, sendo estes dimensionados em flexão para os esforços obtidos na análise.

Trata-se de uma metodologia indireta pois a ação sísmica não se traduz em forças aplicadas às estruturas, mas sim em deslocamentos impostos a estas, os quais, como é natural, induzem esforços nos seus elementos. O método está, assim, ancorado a um conjunto de medidas prescritivas que deverão ser cumpridas pois, caso contrário, perde a sua validade e o projeto sísmico traduzir-se-á numa estrutura com desempenho inadequado.

É aqui que o engenheiro deve ter especial atenção no projeto, nomeadamente, assegurar a ductilidade global da estrutura e a ductilidade local dos seus elementos, evitando mecanismos de cedência parciais, roturas prematuras por corte e outros tipos de roturas frágeis, garantindo ainda a ductilidade das secções críticas. Todas as disposições relativas ao dimensionamento e pormenorização de armaduras definidas no EC8, nomeadamente o dimensionamento pela capacidade real, têm por objetivo cumprir os requisitos referidos atrás.

Sendo um método baseado em forças, o dimensionamento dos elementos é realizado a partir dos esforços obtidos na análise. Assim, surge a natural tentação de atribuir excesso de resistência aos elementos estruturais pensando que se está a melhorar o nível de segurança da estrutura como, por vezes, se faz para as cargas verticais.

Trata-se de um sofisma que poderá conduzir a um desempenho menos eficaz do elemento estrutural ou da própria estrutura. Ao aumentar a resistência à flexão do elemento está-se, automaticamente, a aumentar o esforço transversal atuante o qual, se não for tido em consideração, poderá conduzir a roturas prematuras por corte. Por outro lado, uma maior quantidade de armadura conduz, em geral, a uma redução da capacidade de deformação do elemento o que é contraproducente pois, como atrás referido, a ação sísmica traduz-se em deslocamentos impostos à estrutura.

O que deve ser especialmente cuidado no projeto é a resistência ao corte, esta sim, convém estar por excesso de forma a assegurar a ductilidade dos elementos.

Uma recomendação útil para o projeto será a de realizar o dimensionamento da estrutura com base em forças, mas “pensar” o seu comportamento com base em deslocamentos.

Atualmente existem disponíveis ferramentas de cálculo com elevada capacidade que permitem realizar em tempo útil a modelação e a análise estrutural de obras de grande dimensão. Explorando estas potencialidades existe, frequentemente, a tentação de produzir modelos estruturais muito elaborados pensando que se está a aumentar o rigor do projeto. Trata-se de uma ideia que em muitos casos poderá ilusória quando não se tem a devida perceção das limitações das análises em causa.

A análise modal por espectro de resposta é uma análise elástica em que a resposta da estrutura é fortemente dependente da rigidez que lhe for atribuída. Para definir esta rigidez usa-se, com frequência, a simplificação permitida pelo EC8 atribuindo aos elementos estruturais metade da rigidez da sua secção bruta.

Trata-se de uma simplificação que poderá originar uma resposta da estrutura no modelo bastante diferente da sua resposta real. Por exemplo, a rigidez de um pilar pode variar, grosso modo, entre 30% a 60% da rigidez relativa à sua secção bruta, dependendo do nível de esforço axial e da resistência que lhe for atribuída. Para um determinado deslocamento imposto ao elemento pelo sismo, os esforços atuantes podem variar do simples para o dobro nesta gama de rigidez e os desvios face à rigidez de referência de 50% da rigidez da secção bruta de -40% e +20%.

Assumindo para uma estrutura a mesma gama de rigidez e se considerarmos que o seu período de vibração fundamental se localiza no troço de velocidade constante do espectro de resposta, a aceleração espectral e, conseqüentemente, os esforços podem variar cerca de 40% da estrutura menos rígida para a estrutura mais rígida. Os desvios face à rigidez de referência de 50% da rigidez da secção bruta são de -23% e +10%.

Percebe-se, assim, que não traz grande vantagem despende demasiado tempo numa modelação muito refinada, e supostamente rigorosa, quando estão em causa os aspetos básicos atrás referidos. Por outro lado, no caso dos edifícios, existem elementos secundários da construção, nomeadamente as paredes de alvenaria, que podem apresentar uma influência importante na resposta da estrutura aos sismos e que não são contemplados no modelo estrutural.

Convém ainda referir que ao contrário do que se passa com outras ações para as quais a estrutura é dimensionada com o objetivo de os elementos não atingirem a sua capacidade última, os sismos vão induzir a cedência de parte relevante dos elementos estruturais para níveis da ação relativamente moderados face à ação de projeto. Nesta fase é a capacidade de deformação dos elementos que é relevante e não a sua

resistência à flexão. No dimensionamento com base em forças este aspeto não é evidenciado pelo que poderá não lhe ser dada a necessária atenção.

Existem, pelos motivos atrás referidos e por outros, algumas incertezas na resposta da estrutura aos sismos obtida nos modelos que devem ser acauteladas no projeto. É neste domínio que o dimensionamento pela capacidade real apresenta também grande importância. Ele constitui um fator de proteção da estrutura que atenua significativamente as incertezas do seu comportamento sob a ação dos sismos.

Como recomendação poderá referir-se que o projetista deve procurar investir mais no dimensionamento adequado da estrutura do que numa análise elástica muito detalhada e “sofisticada”. É, essencialmente, no dimensionamento que se devem resolver as incertezas do comportamento estrutural quer para a ação sísmica quer para outro tipo de ações.

Importa também referir que é na fase de conceção que os principais problemas relativos ao comportamento sísmico devem ser solucionados e que nas fases seguintes do projeto esses problemas podem ser atenuados, mas dificilmente resolvidos. Sob este aspeto, a perceção do comportamento sísmico das estruturas é muito importante para ajudar a conceção geral da estrutura. Esta aptidão irá sendo progressivamente adquirida com base na experiência de projeto.

O projeto sísmico de edifícios e de pontes, embora recorra à mesma metodologia, apresenta diferenças significativas. As estruturas de edifícios apresentam, em geral, elevada redundância, mas estão sujeitas ao efeito de elementos secundários que podem influenciar substancialmente o seu comportamento sísmico. O projetista ao avaliar o comportamento da estrutura “nua” perde por vezes a noção deste importante aspeto.

Por exemplo, uma disposição desfavorável das compartimentações de alvenaria em altura ou em planta pode condenar o desempenho sísmico da estrutura. Aqui a noção de robustez estrutural e resistência dos seus elementos tem um papel relevante. Se tal for o caso, a conceção de uma estrutura com resistência e rigidez elevadas pode ser essencial para que o efeito desfavorável das alvenarias seja minorado. O mesmo se passa com as irregularidades que, frequentemente, por condicionamentos da arquitetura, não se conseguem evitar.

As pontes são estruturas puras em que o efeito de outros elementos da construção é desprezável. São estruturas em pêndulo invertido com reduzida redundância pelo que são, em geral, mais sensíveis aos efeitos da ação sísmica. O seu dimensionamento requer exigências significativamente superiores às definidas para os edifícios.

Nos exemplos a seguir ilustrados relativos a projetos de obras novas e reforço de obras existentes alguns dos aspetos acima referidos serão discutidos.

## **2. PROJETO DE ESTRUTURAS NOVAS**

Apresenta-se o exemplo de um edifício em que as suas características particulares conduziram a uma conceção estrutural significativamente influenciada pelos efeitos da ação sísmica com o objetivo de conferir-lhe um desempenho adequado.

Trata-se de uma obra que apresenta diversas irregularidades devidas a condicionamentos de arquitetura como é frequente ocorrer na realidade. A este propósito refere-se que estruturas simples e regulares que não coloquem incertezas e desafios quanto ao seu dimensionamento raramente são encontradas na prática.

Importa ainda referir que no projeto existem normalmente condicionamentos relativos a prazos de execução e a custos que o engenheiro deve conseguir gerir de modo a saber quando e como deve aprofundar mais os seus estudos relativos à análise e dimensionamento sísmico. O objetivo do projeto será o de conseguir uma boa solução estrutural evitando a procura da solução ótima a qual raramente é atingida.

## 2.1. Edifício do Hospital CUF-Tejo

O edifício localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200m<sup>2</sup>. Inclui 4 caves, 5 pisos elevados e cobertura com uma área total de construção de aproximadamente 75 000m<sup>2</sup>. As Figuras 1 a 3 caracterizam globalmente o edifício.

Os pisos enterrados têm dimensões máximas de 202mx58m não tendo sido realizadas quaisquer juntas. Os pisos elevados têm dimensões máximas de 150mx66m. Acima do piso 2, no corpo sul do edifício (corpo A), nascem 3 blocos com 3 pisos e cobertura. Estes blocos estão salientes do corpo principal do edifício formando consolas com 8m de vão. O corpo norte (corpo B) apresenta dimensões constantes em altura.

Entre os pisos 1 e 3 existe uma parede de fachada ao longo de todo o contorno do corpo A. O piso 2 deste corpo é parcialmente vazado ao longo na zona dos blocos elevados num vão de 16m para acomodar uma zona ajardinada.

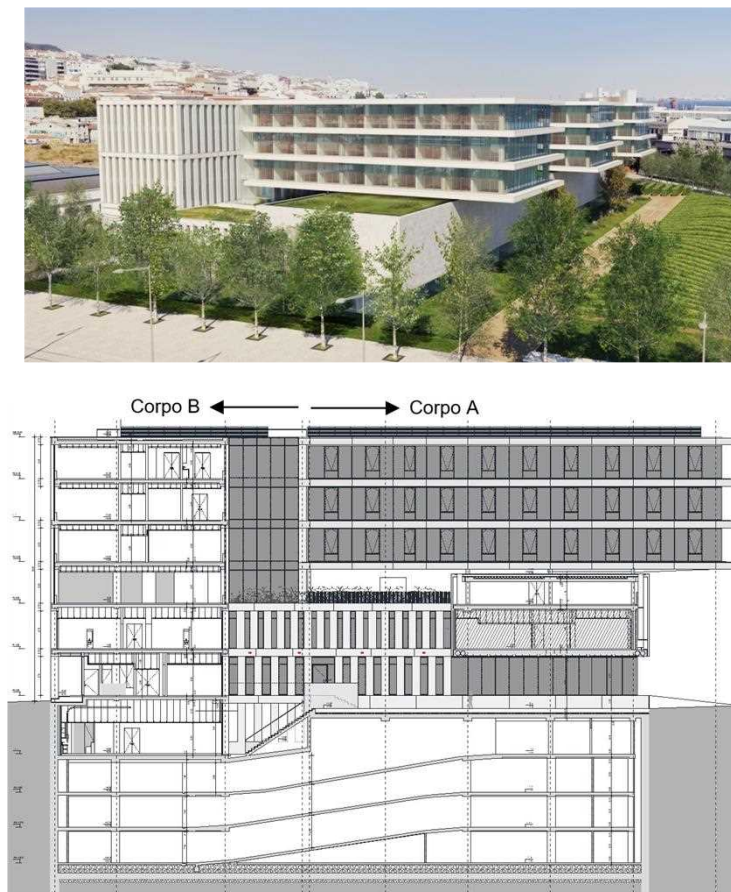


Fig. 1 – Vista e corte transversal do edifício (corpo A à direita e corpo B à esquerda).

As particularidades do edifício relativamente à sua conceção arquitetónica e às suas dimensões colocam desafios relevantes no que se refere à conceção e dimensionamento da estrutura para as ações gravíticas, efeitos das deformações impostas e, particularmente, para a ação sísmica.

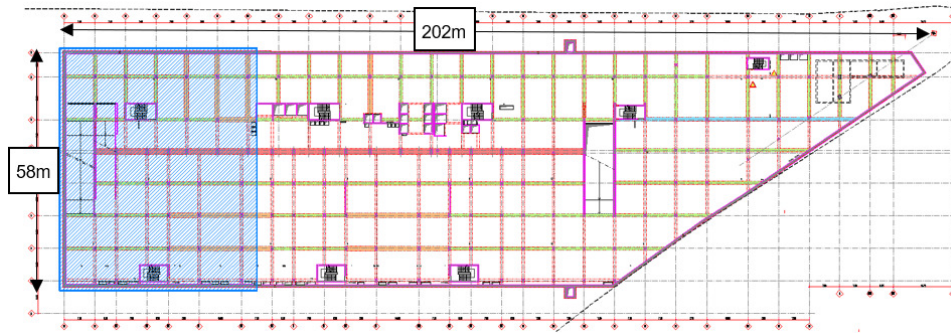


Fig. 2 – Planta dos pisos enterrados.

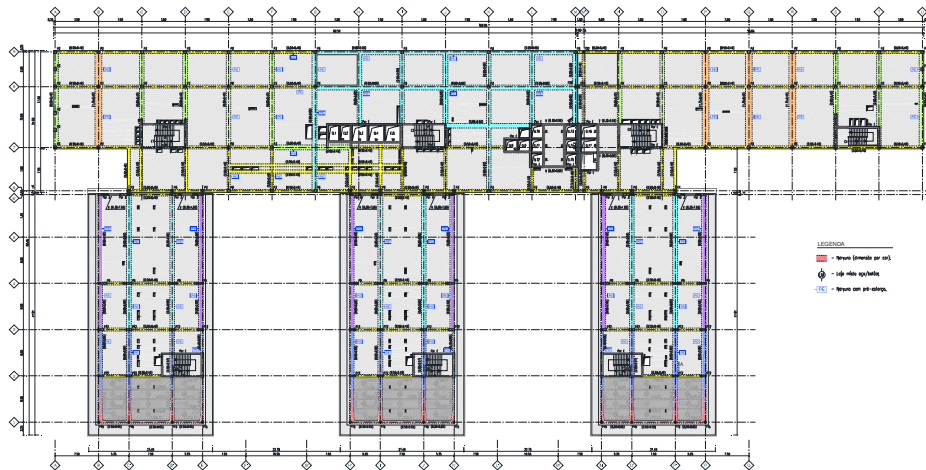


Fig. 3 – Planta dos pisos acima do piso 2.

Um primeiro aspeto que se coloca no projeto do edifício é a decisão quanto à adoção e localização de juntas. Aqui importa lidar simultaneamente com os efeitos das deformações impostas e da ação sísmica. Relativamente aos primeiros é conveniente ter corpos com dimensão moderada de modo que as deformações não induzam danos na estrutura e nos elementos secundários da construção. No que se refere à ação sísmica é conveniente, caso a estrutura o permita, ter-se unidades contínuas de modo a evitar juntas de grande dimensão para acomodar os movimentos da estrutura.

A análise ponderada destes dois aspetos conduziu a uma disposição de juntas indicada na Figura 4. O corpo B com comprimento de 150m foi dividido em dois blocos, B1 e B2, com 90m e 60m de desenvolvimento, respetivamente, com o objetivo de controlar os efeitos das deformações impostas.

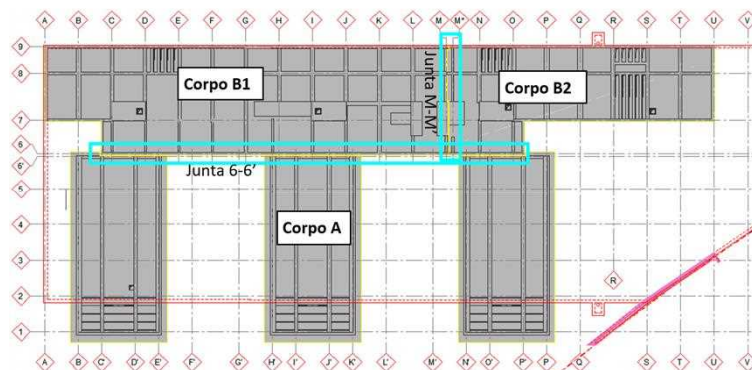


Fig. 4 – Disposição das juntas no edifício.

O corpo A foi separado do corpo B por condicionamentos relativos ao comportamento sísmico. De facto, as irregularidades estruturais do corpo A e a necessidade de adotar uma estrutura resistente aos sismos específica para lidar com estas irregularidades geram diferenças de comportamento estrutural face ao corpo B que interessa evitar separando os dois corpos por uma junta.

Apresentando o corpo A um desenvolvimento de 108m há que resolver os problemas associados às deformações impostas. A zona do edifício onde se geram os maiores efeitos desta ação é entre o piso 0 e o piso 1 onde ocorre a transição da parte enterrada em que as lajes estão ligadas às paredes de contenção e o piso 1 onde as lajes não apresentam restrições relevantes à deformação. Este problema foi resolvido introduzindo uma junta de dilatação na laje apenas ao nível do piso 1. Com esta junta a deformação relativa entre estes dois pisos é substancialmente reduzida e, conseqüentemente, os seus efeitos nos elementos secundários e nos esforços quer na estrutura vertical, quer na laje do piso 1.

Relativamente às questões que se colocam na conceção geral de uma construção deste tipo, a conceção sísmica reveste-se de alguma dificuldade dadas as condições particulares do edifício, nomeadamente o corpo A.

Sabe-se que as soluções de isolamento de base têm sido implementadas neste tipo de edifícios com o objetivo de conferirem um bom desempenho relativamente ao seu comportamento sísmico, quer para sismos de moderada intensidade, quer para os sismos de projeto, por reduzirem as acelerações a que os equipamentos são sujeitos e minimizarem os danos em elementos não estruturais e elementos estruturais.

Todavia, a implementação de soluções deste tipo requer certos requisitos de conceção que necessitam de ser considerados desde o início no projeto de arquitetura e de estrutura. As elevadas dimensões do edifício em causa e as irregularidades do corpo A devidas a condicionamentos da arquitetura tornam a implementação desta solução no presente edifício de muito difícil execução. Não tendo sido possível adotar uma conceção de isolamento de base de toda a superestrutura, considerou-se um conjunto de medidas que garantem um comportamento sísmico adequado.

No corpo A os principais desafios que se colocam são o controlo dos movimentos de torção dada a disposição dos 3 blocos acima do piso 2 e os efeitos gerados pela transição da estrutura vertical neste piso. O controlo destes aspetos é essencial ao bom desempenho sísmico da estrutura. Nestas situações uma disposição adequada dos principais elementos resistentes aos sismos e a sua resistência e rigidez é de fundamental importância.

O corpo A é classificado como irregular pois apresenta uma forte irregularidade na transição do piso 2 para o piso 3 dada a elevada redução da área e ao surgimento de consolas com vão significativo que aumentam a excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez/resistência. Para dotar o bloco A de um comportamento adequado concebeu-se, assim, uma estrutura principal resistente à ação sísmica constituída pelos 3 núcleos de escadas e por um conjunto de 6 paredes acopladas no alinhamento 6, com duas paredes por cada corpo saliente. É nestas situações que o engenheiro deve optar por soluções que privilegiem a resistência pois não será possível resolver estas irregularidades com base na ductilidade da estrutura.

A disposição destes elementos garante uma boa robustez do edifício à ação dos sismos na direção longitudinal e sua disposição em planta permite controlar os efeitos de torção. Sob este ponto de vista houve ainda a preocupação de equilibrar a distribuição de rigidez dos elementos verticais em planta para se tentar, na medida do possível, aproximar o centro de rigidez do centro de massa do edifício e, assim,

minimizar os efeitos de torção. Por outro lado, a elevada rigidez da estrutura principal controla os deslocamentos a níveis moderados o que é positivo para a dimensão das juntas sísmicas.

A Figura 5, obtida dos modelos estruturais do corpo A, mostra a estrutura principal constituída pelos núcleos na zona frontal e pelas paredes acopladas no tardo do corpo A representadas com cor verde.

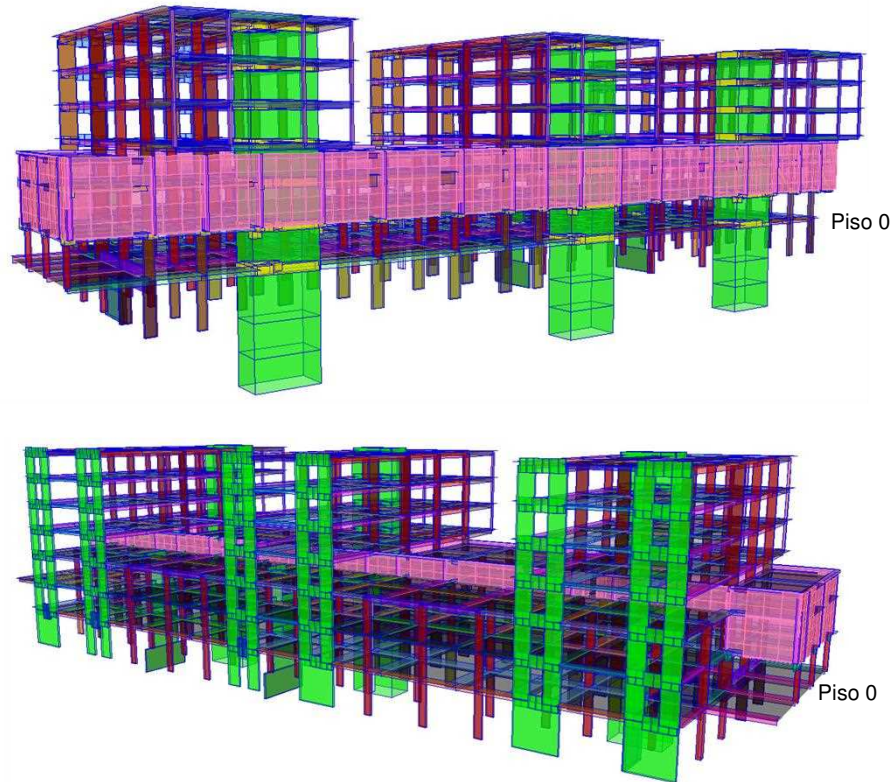


Fig. 5 – Modelo da estrutura ilustrando a verde a estrutura principal resistente aos sismos.

Sendo o sistema estrutural do edifício classificado como sistema de paredes, os mecanismos de piso flexível estão controlados pois as paredes são dimensionadas para formar a rótula plástica apenas na base mantendo-se em fase elástica em altura. Nestas condições não será necessário forçar as rótulas plásticas nas vigas e/ou nervuras, situação que em alguns casos seria inviável de implementar dada a dimensão da secção dos pilares face à dimensão das secções desses elementos.

A necessidade de acomodar os movimentos sísmicos do corpo A e do corpo B conduziram a dimensões de juntas sísmicas que nos pisos mais elevados são da ordem de 20cm, obrigando à utilização de aparelhos de junta especiais. Estas juntas constituem também uma dificuldade técnica quer para os pavimentos quer para as fachadas e elementos não estruturais, embora existam atualmente disponíveis no mercado aparelhos de junta que resolvem estas situações com boa qualidade.



Fig. 6 – Juntas sísmicas – exemplo de um aparelho de junta com elevada capacidade.

Um outro desafio colocado no corpo A é relativo às paredes de fachada entre os pisos 1 e 3. O projeto de arquitetura previa paredes em betão branco à vista, sendo a sua maior dimensão cerca de 120m. Tratando-se de elementos com elevada rigidez não é possível ligá-los à estrutura com apoios fixos pois introduziriam restrições às deformações impostas e aos deslocamentos induzidos pelo sismo entre estes pisos.

Para resolver estes problemas concebeu-se uma solução de isolamento de base para as paredes e ligações à estrutura com apoios móveis na sua direção longitudinal ao nível do segundo piso. Deste modo, as paredes estão desligadas da estrutura apresentando um comportamento sísmico praticamente independente. Durante a execução da obra as paredes de betão vieram a ser substituídas por paredes em GRC de forma a garantir uma maior qualidade de execução.

Um aspeto que também interessa salientar refere-se à conceção das lajes. Foram adotadas lajes aligeiradas, em geral, e lajes mistas nas zonas das consolas dos corpos elevados, Figura 7. Este tipo de lajes conduz a uma importante redução da massa da estrutura do edifício diminuindo os efeitos da ação sísmica.



Fig. 7 – Lajes aligeiradas e lajes mistas adotadas no edifício.

A modelação da estrutura do edifício (pilares, lajes, paredes e núcleos) foi realizada apenas com elementos de barra procurando a simplicidade do modelo de cálculo. A resposta da estrutura aos sismos foi obtida com base numa análise modal por espectro de resposta tendo sido adotado no dimensionamento sísmico um coeficiente de comportamento de 2.4 face à irregularidade em altura deste corpo.

### 3. PROJETO DE REFORÇO DE ESTRUTURAS EXISTENTES

A experiência na avaliação de obras existentes mostra que parte significativa das estruturas apresentam deficiências relativamente ao seu desempenho sísmico, seja porque não foram dimensionadas para esta ação, seja porque as disposições regulamentares da época do seu projeto eram insuficientes.

O dimensionamento sísmico começou a ser introduzido na década de 1960 através de metodologias muito simples e sem requisitos relativos à ductilidade. Na década de 1980 houve uma evolução muito relevante do dimensionamento traduzida na regulamentação de 1983, mas, ainda assim, com disposições que hoje se consideram insuficientes.

As principais deficiências que se observam nestas estruturas podem ser resumidas da seguinte forma: sistemas estruturais menos adequados à resistência da estrutura aos sismos; ausência de juntas sísmicas; fundações com baixa capacidade para a ação sísmica; deficiente capacidade resistente ao esforço transversal dos elementos estruturais; ausência ou insuficiente confinamento do betão nas zonas críticas;



espaçamento entre cintas e estribos que comprometem o comportamento das zonas críticas devido à encurvadura dos varões longitudinais.

Nas pontes acrescentam ainda os seguintes problemas: elevado número de juntas de dilatação com capacidade insuficiente; ligações rígidas do tabuleiro aos encontros; tramos intermédios simplesmente apoiados em consolas (tramos Gerber); aparelhos de apoio com capacidade insuficiente, quer para os deslocamentos, quer para as forças sísmicas.

A intervenção de reforço nestas estruturas para as dotar de um bom desempenho sísmico apresenta, frequentemente, dificuldades difíceis de ultrapassar. Por vezes não será viável dotá-las da capacidade que consideramos adequada sendo, todavia, necessário melhorar o seu desempenho para níveis aceitáveis.

As intervenções em edifícios envolvem, em geral, trabalhos de reforço tradicionais seja por aumento das capacidades dos elementos existentes, seja por adição de novos elementos estruturais. No caso das pontes existe, em geral, uma maior liberdade para o engenheiro conceber uma metodologia de intervenção adequada face à disponibilidade de equipamentos atualmente existentes no mercado como os ilustrados na Figura 8. A exploração adequada destes equipamentos permite, em muitas situações, resolver as principais deficiências sísmicas da estrutura minimizando os trabalhos de reforço e implementando estratégias de intervenção seletivas.

Trata-se de uma área muito motivante para o projetista pelos desafios que coloca.

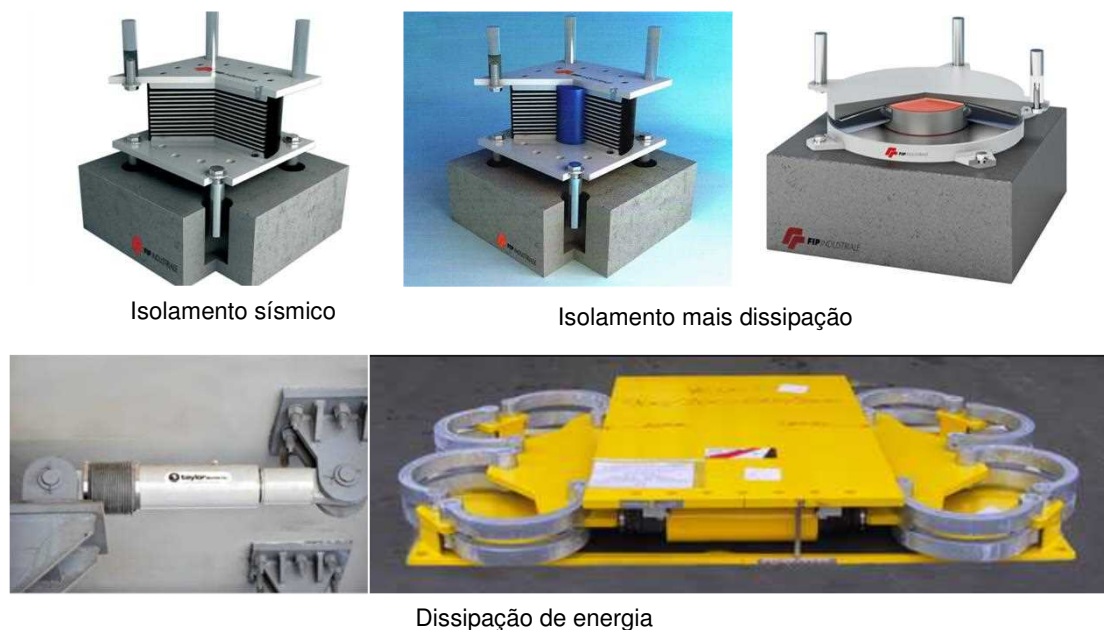


Fig. 8 – Equipamentos usados para isolamento sísmico e para aumento do amortecimento.

No reforço de estruturas existentes é importante seguir-se um conjunto de princípios de forma a auxiliar a definição da intervenção a realizar. Esses princípios podem ser colocados da seguinte forma sequencial:

- Definir os requisitos de desempenho para a estrutura (exigências de comportamento sísmico) considerando a sua importância e os aspetos económicos;
- Definir a estratégia de intervenção mais eficaz para atingir os requisitos de desempenho estabelecidos;
- Definir as metodologias de intervenção adequadas para a implementação da estratégia escolhida;

- Dimensionar e pormenorizar as soluções selecionadas considerando os modelos de comportamento apropriados a cada tipo de reforço.

Para a intervenção de reforço sísmico colocam-se essencialmente duas estratégias: redução das exigências sísmicas ou aumento da capacidade de deformação da estrutura existente como ilustrado na Figura 9 para o caso genérico de uma ponte sujeita a um deslocamento  $\delta$  imposto pela ação sísmica.

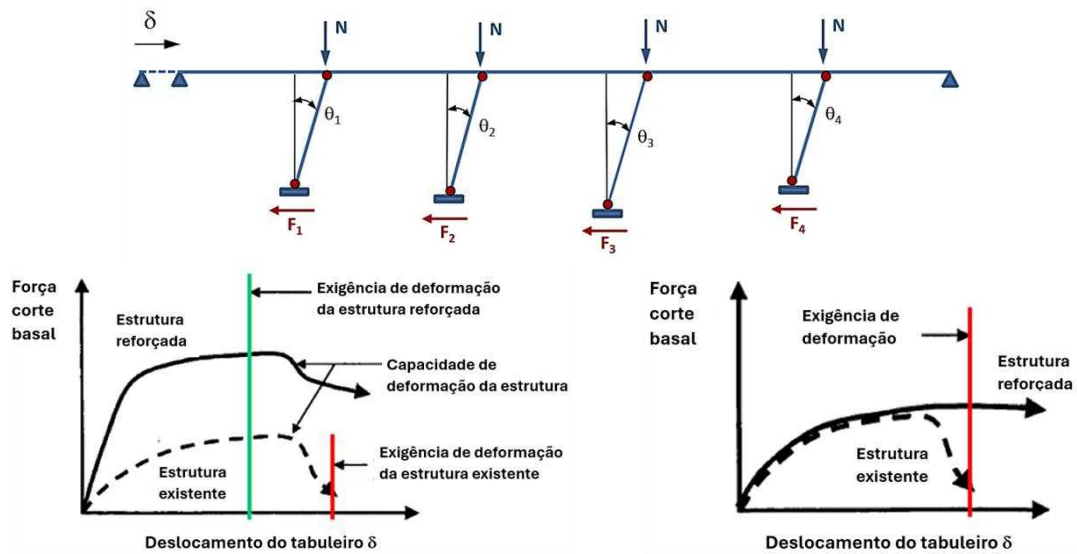


Fig. 9 – Estratégias de intervenção: redução da exigência e aumento da capacidade.

A redução das exigências sísmicas constitui uma estratégia bastante atrativa e eficaz pois, em geral, minimiza a intervenção na estrutura. Para implementar esta estratégia é possível adotar diferentes metodologias conforme ilustrado na Figura 10 recorrendo a um diagrama de espectro de resposta de aceleração e deslocamento.

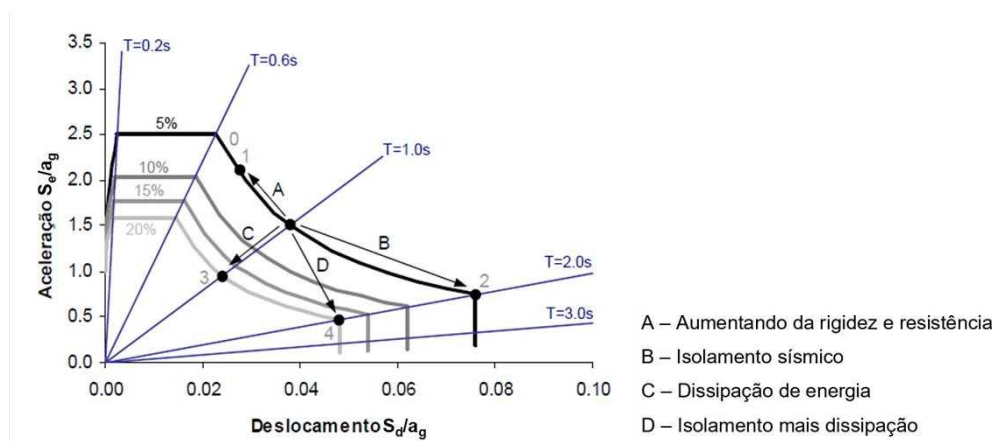


Fig. 10 – Metodologias de intervenção para redução das exigências sísmicas.

O isolamento de base, o aumento do amortecimento ou a combinação destas duas metodologias apresentam grande eficácia no controlo do comportamento sísmico. Nas metodologias B e D os deslocamentos são concentrados nos aparelhos de apoio e as deformações da estrutura são substancialmente reduzidas.

Nos exemplos seguintes ilustra-se a aplicação destas metodologias.

### 3.1. Ponte Marechal Carmona

A Ponte sobre o Rio Tejo em Vila Franca de Xira foi executada entre 1948 e 1951, e tem uma extensão de 1224m. A obra consta de uma parte central sobre o rio constituída por cinco tramos metálicos com 103,50m de vão e de dois viadutos de acesso à ponte realizados em betão armado, um em cada margem, com extensões de 460m na margem direita e de 240m na margem esquerda. A Figura 11 ilustra a obra em causa.

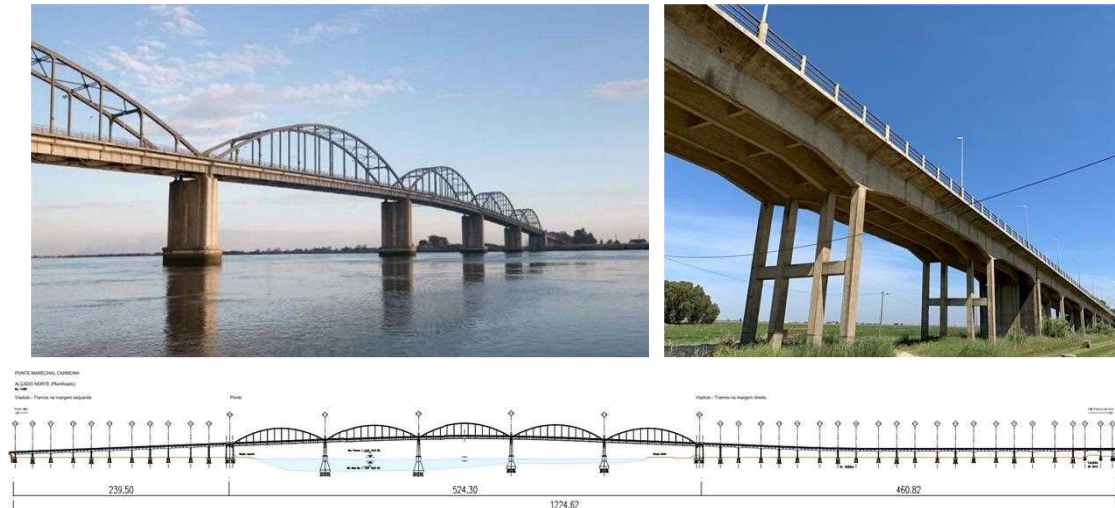


Fig. 11 – Vistas da ponte e do viaduto sul. Alçado de montante da obra.

Os viadutos são constituídos por conjuntos de subestruturas com 3 vãos contínuos de 20m+25m+20m, separados por juntas de dilatação, incluindo dois pilares intermédios e dois pilares de junta. Os dois pilares intermédios em cada subestrutura têm 4 montantes em cada alinhamento de apoios. Estes montantes são biarticulados (pêndulos) permitindo a rotação na direção longitudinal no topo e junto à base, Figura 12. Os pilares intermédios estão fundados em maciços de 12 estacas com 0,45m de diâmetro.



Fig. 12 – Pilares intermédios das subestruturas dos viadutos com montantes articulados.

Os pilares de junta destas subestruturas são pilares-parede tendo de um dos lados apoios fixos e do outro lado apoios móveis na direção longitudinal, Figura 13. Estes pilares estão fundados em maciços de 18 estacas também com 0,45m de diâmetro cravadas com uma profundidade de pelo menos 25m.



Fig. 13 – Pilares de junta das subestruturas dos viadutos e apoios do tabuleiro.

A ponte tem tabuleiro com 2 vigas principais do tipo Langer (banzo inferior em viga rígida e banzo superior em arco esbelto), Figura 14. O tabuleiro tem uma largura total de 14.1m e é constituído por uma laje de betão armado, suportada por longarinas metálicas apoiadas em carlinhas, por sua vez apoiadas nas vigas de rigidez.

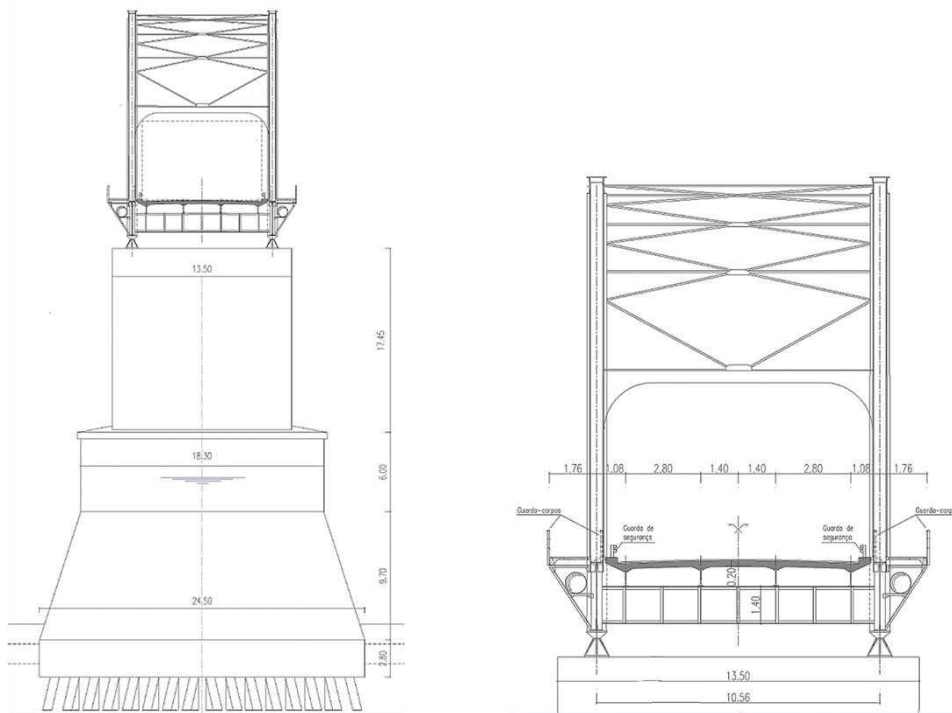


Fig. 14 – Ponte: pilares e tabuleiro.

As vigas de rigidez são simplesmente apoiadas nos pilares apresentando dois aparelhos de apoio fixos na extremidade sudeste e dois aparelhos de apoio móveis na extremidade oposta, Figura 15. Na transição entre os tramos e na ligação dos tramos extremos ao pilares-encontro existem juntas de dilatação em elastómero armado. O tabuleiro apoia-se em pilares ocos de betão armado fundados em maciços de 72 estacas cravadas de 0.66m de diâmetro e cerca de 20m de comprimento.

As características do terreno ao longo da obra são muito desfavoráveis apresentando formações aluvionares de fraca qualidade com espessuras superiores a 25m, configurando um terreno tipo D, aspeto que é relevante para os efeitos da ação sísmica na estrutura. Refira-se que à data da realização da obra não existiam

requisitos de segurança regulamentares em relação à ação sísmica. Relativamente às outras ações a obra apresenta um bom desempenho estrutural.

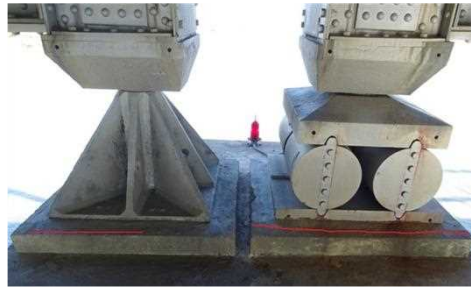


Fig. 15 – Aparelhos de apoio fixos e móveis dos tramos do tabuleiro.

A avaliação do comportamento sísmico dos viadutos revelou um conjunto de deficiências relevantes que a seguir se descrevem.

- Os viadutos são constituídos por conjuntos de subestruturas independentes com comportamento estrutural muito desfavorável para a ação sísmica. Os pilares intermédios funcionam como pêndulos quer na direção longitudinal quer na direção transversal. Na direção longitudinal o tabuleiro está fixado apenas num pilar-parede. Na direção transversal está fixado nos dois pilares-parede de cada subestrutura.
- Os viadutos apresentam muitas juntas de dilatação com pequena abertura. Como as subestruturas apresentam comportamento dinâmico independente, os movimentos induzidos pelos sismos originam o impacto entre os tabuleiros na zona das juntas.
- Os apoios fixos nos pilares-parede, constituídos por ferrolhos, apresentam uma capacidade muito reduzida face às forças horizontais induzidas pelo sismo. Os aparelhos de apoio móveis nos mesmos pilares apresentam deficiências relativas à capacidade para absorver os deslocamentos e para resistir às forças transversais induzidas pelo sismo.
- Os pilares-parede apresentam uma deficiência relevante no que se refere à capacidade resistente ao esforço transversal nas direções transversal e longitudinal.
- As estacas das fundações apresentam capacidades muito inferiores face aos esforços de corte induzidos pelo sismo.

A resolução das profundas deficiências relativas ao comportamento sísmico dos viadutos requer alguma ponderação. Soluções que envolvam o reforço das fundações e dos pilares para aumentar a capacidade da estrutura requerem uma intervenção extensa e profunda na obra apresentando dificuldades de execução significativas e custos muito elevados. Nestes casos, a implementação de soluções que conduzam a uma redução dos efeitos da ação sísmica é a estratégia de intervenção mais adequada, quer sob o ponto de vista da execução, quer sob o ponto de vista dos custos.

Analisadas as diferentes metodologias para implementar a estratégia acima referida concluiu-se que a solução conjunta de isolamento base do tabuleiro e aumento do amortecimento era a única com capacidade para melhorar o desempenho sísmico dos viadutos para níveis adequados (metodologia D apresentada anteriormente).

A intervenção de reforço sísmico a implementar tem os seguintes objetivos:

- garantir que os viadutos funcionem na direção longitudinal como uma estrutura única, eliminando as unidades dinâmicas independentes;
- controlar os deslocamentos induzidos pelos sismos para níveis comportáveis pela estrutura;

- reduzir substancialmente os esforços nos pilares-parede e nas estacas para níveis compatíveis com as suas capacidades, nomeadamente os esforços de corte de modo a controlar as roturas frágeis.

A concretização destes objetivos consiste na implementação das seguintes soluções:

- eliminar as juntas de dilatação ligando as diferentes subestruturas de modo a garantir um comportamento conjunto global para os viadutos quer na direção longitudinal quer na direção transversal;
- introduzir isolamento de base no tabuleiro de modo a reduzir as deformações e esforços nos pilares e fundações, concentrando os deslocamentos induzidos pelos sismos ao nível dos novos aparelhos de apoio;
- aumentar o amortecimento e capacidade de dissipação de energia introduzindo amortecedores na ligação do tabuleiro aos pilares de margem de modo a reduzir os deslocamentos e esforços na direção longitudinal dos viadutos.

O isolamento de base foi realizado com aparelhos de borracha HDRB, os quais garantem um amortecimento mínimo de 10%. Importa referir que foi analisado, também, o isolamento com aparelhos de borracha com núcleo de chumbo LRB por garantirem maiores níveis de amortecimento, todavia, com estes aparelhos o esforço transversal nos pilares e nas estacas na direção transversal aumentava para valores incompatíveis.

Face ao nível das deficiências existentes e das intervenções a realizar, tendo também em conta os condicionamentos estruturais e os custos envolvidos, foi tomada a decisão de considerar para verificação do estado limite de danos severos a ação definida na EC8-3 para sismos com período de retorno de 308 anos. Refere-se que a consideração da ação sísmica contemplada no EC8-1 relativa projeto de obras novas para a avaliação das estruturas em causa conduziria a reforços estruturais profundos na ponte e nos viadutos de muito difícil execução, senão mesmo inviáveis.

Sendo o espaço disponível para colocar os aparelhos de isolamento de base relativamente reduzido, selecionaram-se aparelhos com altura de 178mm, 100mm de espessura de borracha e diâmetro de 300mm que apresentam uma rigidez horizontal de 1350kN/m. Nos viadutos foram usados 104 aparelhos HDRB.

Relativamente aos amortecedores houve que definir a sua capacidade tendo em conta as forças máximas que os pilares de margem conseguem suportar e o nível de amortecimento a conferir à estrutura para controlar os deslocamentos induzidos pelo sismo. Assim, para o viaduto da margem esquerda foram usados 4 amortecedores com capacidade de 350kN por unidade e para o viaduto da margem direita o mesmo número de aparelhos com capacidade de 500kN por unidade. O amortecimento conferido por estes aparelhos é da ordem de 25% em ambos os viadutos.

O método de análise usado para determinar os efeitos da ação sísmica foi a análise modal por espectro de resposta dado que o coeficiente de amortecimento efetivo da estrutura não é superior a 0.30. Foram, deste modo, considerados espectros de resposta com 25% e 10% de amortecimento na direção longitudinal e transversal, respetivamente. O amortecimento é considerado para modos de vibração com período superior a  $0.8 T_{eff}$ , sendo  $T_{eff}$  o período fundamental de vibração na direção em causa conforme requisito do EC8-2, Figura 16.

Na modelação da estrutura, quer para a avaliação da estrutura existente, quer para o dimensionamento do reforço sísmico, houve especial cuidado na aferição da rigidez efetiva dos pilares. A rigidez é obtida recorrendo ao diagrama momento-curvatura da secção da base dos pilares-parede. A Figura 17 ilustra este diagrama para efeito do cálculo da curvatura de cedência e do momento resistente.

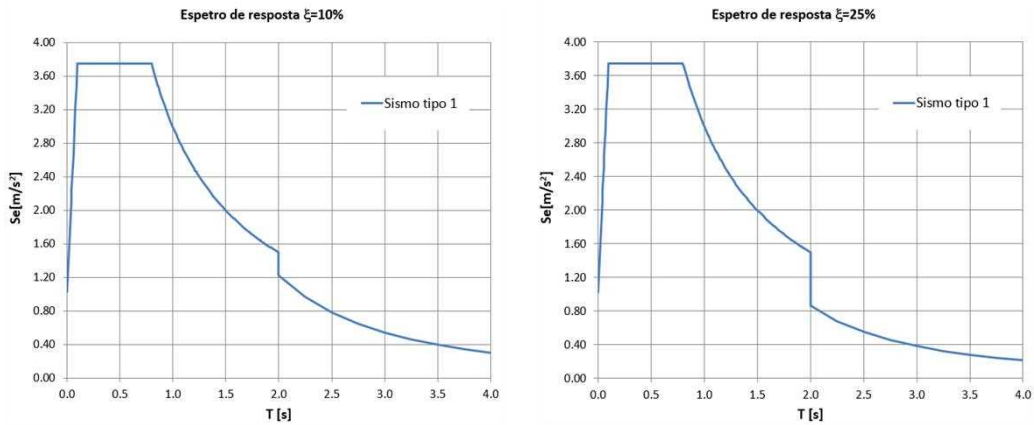


Fig. 16 - Espectro de resposta elástica com amortecimento de 10% e 25%.

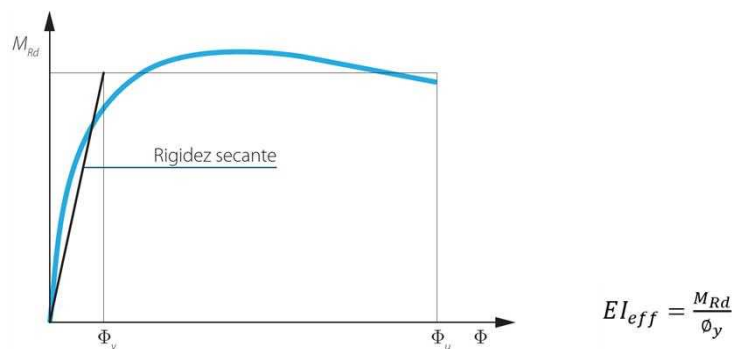


Fig. 17 - Diagrama momento-curvatura para cálculo da rigidez efetiva.

Os valores da rigidez obtidos foram muito baixos em resultado da reduzida armadura de flexão destes pilares. Obtiveram-se os seguintes valores de rigidez para a análise estrutural: direção longitudinal:  $K_{eff} = 0.10 K_e$ ; direção transversal:  $K_{eff} = 0.14 K_e$ , onde  $K_e$  é a rigidez da secção bruta. Estes valores apresentam um impacto relevante nos resultados obtidos da análise e salientam a necessidade de se efetuar uma avaliação adequada da rigidez da estrutura para a análise estrutural como referido na secção 1 deste documento.

Apresentando as obras um comprimento significativo e um terreno de fundação de má qualidade, é necessário considerar os efeitos da variação espacial da ação sísmica. Isto é, para além dos efeitos inerciais, é necessário considerar os efeitos cinemáticos da ação sísmica devidos ao movimento diferenciado do solo. Estes efeitos foram quantificados pelo método de análise simplificado contemplado no EC8-2.

A variação espacial da ação sísmica foi avaliada pelos efeitos dos dois conjuntos de deslocamentos horizontais definidos EC8-2 aplicados separadamente em cada direção. Posteriormente, em cada direção horizontal os efeitos da variação espacial foram combinados com os efeitos inerciais da ação sísmica obtidos na análise modal por espectro de resposta via combinação quadrática.

Apresentam-se alguns aspetos relativos ao comportamento da estrutura do viaduto da margem esquerda que ilustram o efeito muito positivo do isolamento de base e do amortecimento.

Considerando o tabuleiro contínuo, a estrutura apresenta os seguintes períodos para os modos de vibração fundamentais:

- 1º modo  $T = 1.32$  s, longitudinal
- 2º modo  $T = 0.88$  s, transversal

Com o tabuleiro isolado os modos de vibração fundamentais passam a ter os seguintes valores de período:

- 1º modo  $T = 2.57$  s, longitudinal  
 2º modo  $T = 2.37$  s, transversal

A Figura 18 apresenta o comportamento da estrutura na direção longitudinal num diagrama espectro de resposta de aceleração e deslocamento. Verifica-se uma redução substancial da aceleração espectral quando se introduz o isolamento de base e acréscimo dessa redução com aumento do amortecimento. Importa referir que o deslocamento observado no diagrama ocorre essencialmente nos apoios de isolamento de base e que os deslocamentos dos pilares são significativamente reduzidos. Verifica-se ainda uma redução substancial do deslocamento do tabuleiro quando se introduz o aumento do amortecimento, o que é muito positivo não só para a dimensão das juntas sísmicas, mas também para a redução dos efeitos P- $\Delta$ .

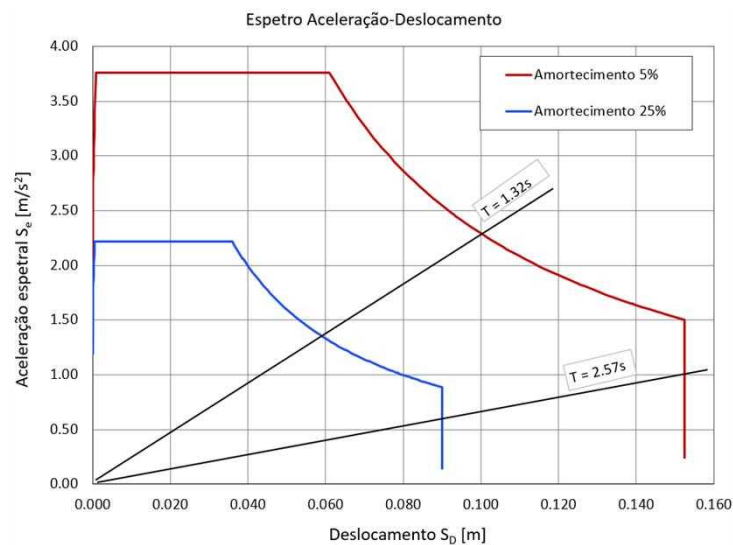


Fig. 18 – Deslocamento e aceleração espectral antes e após a intervenção no viaduto sul.

Os aparelhos de isolamento de base garantem níveis de amortecimento mínimo de 10% permitindo reduzir os deslocamentos também na direção transversal. A solução adotada permite controlar os deslocamentos do tabuleiro induzidos pelo sismo aos seguintes valores:  $d_{E,long}=0.09m$ ;  $d_{E,transv}=0.13m$ . Os esforços nos pilares e fundações foram reduzidos para níveis inferiores às respetivas capacidades resistentes.

Os trabalhos envolvidos nas soluções anteriormente descritas são os seguintes:

- substituição dos aparelhos de apoio metálicos existentes por novos aparelhos de apoio de borracha HDRB;
- corte das ligações fixas do tabuleiro aos pilares-parede e aos encontros e introdução os aparelhos HDRB;
- introdução de sistemas de ligação longitudinal e transversal no tabuleiro nas juntas de dilatação das várias subestruturas atuais;
- introdução de amortecedores sísmicos na ligação dos viadutos aos pilares de margem;
- introdução de juntas sísmicas nos encontros e pilares de margem.

Na direção transversal, como medida de precaução face à ocorrência de deslocamentos elevados induzidos por sismos de maior magnitude que a considerada no dimensionamento, foram adotados batentes transversais com boa capacidade de dissipação de energia. A Figura 19 ilustra o sistema de isolamento de base nas vigas laterais e os batentes transversais.



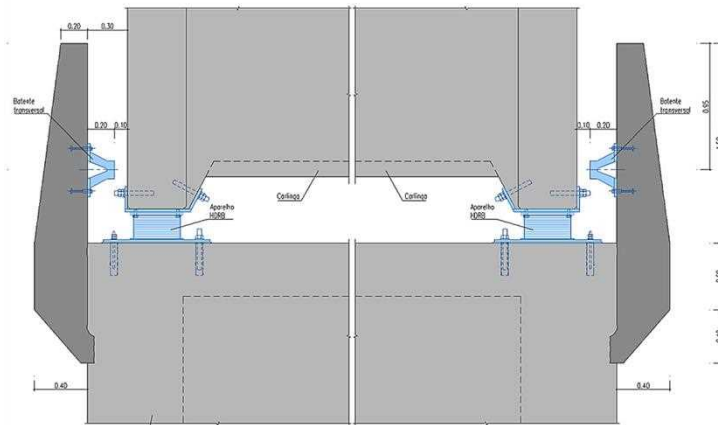


Fig. 19 – Ilustração do sistema de isolamento de base e batentes nas vigas laterais.

Na ponte as deficiências são menos relevantes. A principal preocupação era relativa à capacidade das fundações dos pilares da ponte dada a dificuldade e os custos envolvidos no seu reforço. Verificou-se que, face à sua robustez, não ocorrem deficiências nestes elementos para a ação sísmica considerada.

Os problemas detetados são relativos à insuficiente capacidade dos aparelhos de apoio móveis para absorver os deslocamentos do sismo, à reduzida capacidade das juntas de dilatação existentes entre os tramos do tabuleiro sobre os pilares e à deficiente capacidade resistente ao esforço transversal na zona inferior dos pilares.

Para resolver o problema dos aparelhos de apoio móveis foram aumentadas as chapas de aço inferior e superior onde se movimentam os rolos de aço, Figura 20.

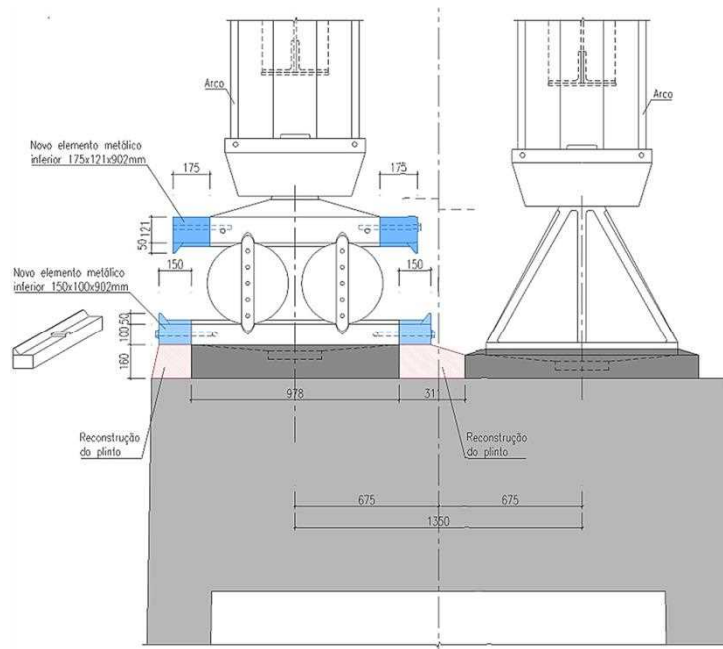


Fig. 20 – Intervenção nos aparelhos de apoio aumentando as chapas inferior e superior.

A intervenção mais complexa é relativa à execução de juntas sísmicas nos alinhamentos dos pilares a qual terá consequências relevantes ao nível do tráfego rodoviário face à reduzida largura da faixa de rodagem. Esta intervenção obriga ao corte das longarinas de aço de apoio da laje do tabuleiro e à execução de elementos de betão e aço para apoio dos novos aparelhos de junta em aço, Figura 21.

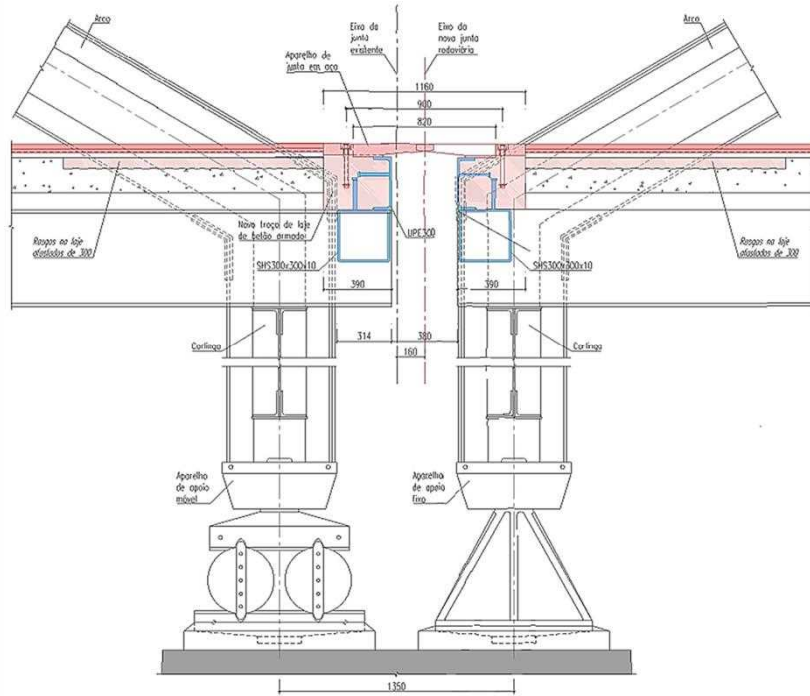


Fig. 21 – Introdução de juntas sísmicas nos alinhamentos dos pilares.

### 3.2. Viaduto Duarte Pacheco

O Viaduto Duarte Pacheco, com 355 m de desenvolvimento entre eixos dos encontros, foi construído entre 1937 e 1944. A Figura 22 ilustra o viaduto em causa.

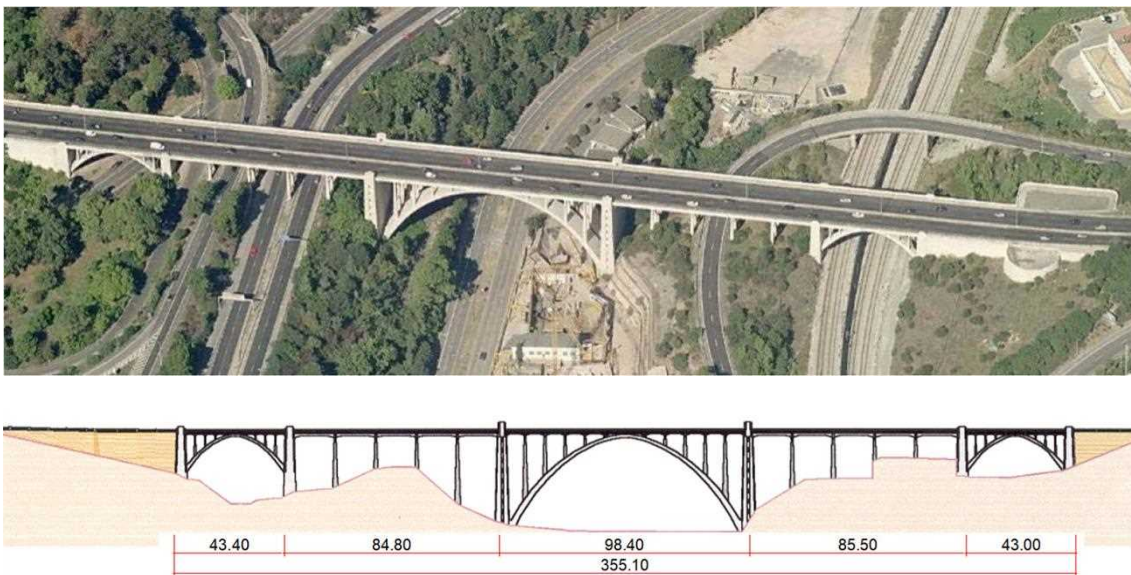


Fig. 22 – Vista do lado sul e alçado do lado norte do viaduto.

O viaduto, integralmente realizado em betão armado, divide-se em 5 estruturas:

- Duas passagens superiores em arco, uma sobre a linha de caminho de ferro e outra sobre a Avenida do Parque Florestal de Monsanto. Cada uma destas passagens

compõe-se de três arcos paralelos com 43m de vão que descarregam em duas pilastras.

- Um arco central sobre a Avenida de Ceuta com 98,4m de vão que se apoia em duas grandes pilastras.
- Dois viadutos de ligação entre as estruturas em arco com uma extensão de cerca de 85m entre eixos de apoio nas pilastras e 5 tramos com 16,35 m de vão assentes em 4 pilares, 3 dos quais articulados longitudinalmente.

Os 4 pilares de cada alinhamento de apoio do tabuleiro nos viadutos e no arco central formam pórticos na direção transversal, Figura 24.

Todas as estruturas estão separadas por juntas de dilatação de cada lado das 4 pilastras, existindo ainda uma junta de dilatação no tabuleiro a meio vão do arco central. Contando com os encontros a obra apresenta 11 juntas de dilatação.

A secção transversal do tabuleiro, com largura de 24m, é constituída por uma laje apoiada em 10 longarinas com vãos diferentes em cada uma das estruturas acima referidas, Figura 24.

A obra não foi dimensionada para resistir aos efeitos da ação sísmica por não existir na época regulamentação neste domínio.

O viaduto foi reabilitado em 2005 para reparar os danos originados por reações expansivas álcali-silica e foi recentemente intervencionado com o objetivo de melhorar o seu desempenho sísmico. A avaliação do comportamento sísmico do viaduto veio a revelar deficiências relevantes, que a seguir se descrevem, colocando diversos desafios para a sua resolução.

- a. Viaduto constituído por 5 estruturas independentes com muitas juntas de dilatação. Estas estruturas apresentam um comportamento dinâmico diferente pelo que os deslocamentos induzidos pelos sismos originam o impacto entre os tabuleiros na zona das juntas.
- b. A estrutura do arco central apresenta um comportamento sísmico inadequado na direção longitudinal com deficiências ao nível dos montantes (6 alinhamentos de pilares). Um aspeto com importância relevante refere-se à pormenorização das armaduras da base na sua ligação ao arco, Figura 23. O reduzido comprimento de amarração destas armaduras causa grande incerteza quanto ao comportamento dos pilares, podendo estes, no limite, funcionar como pêndulos. Esta situação causa um movimento descontrolado da estrutura apoiada nos arcos.

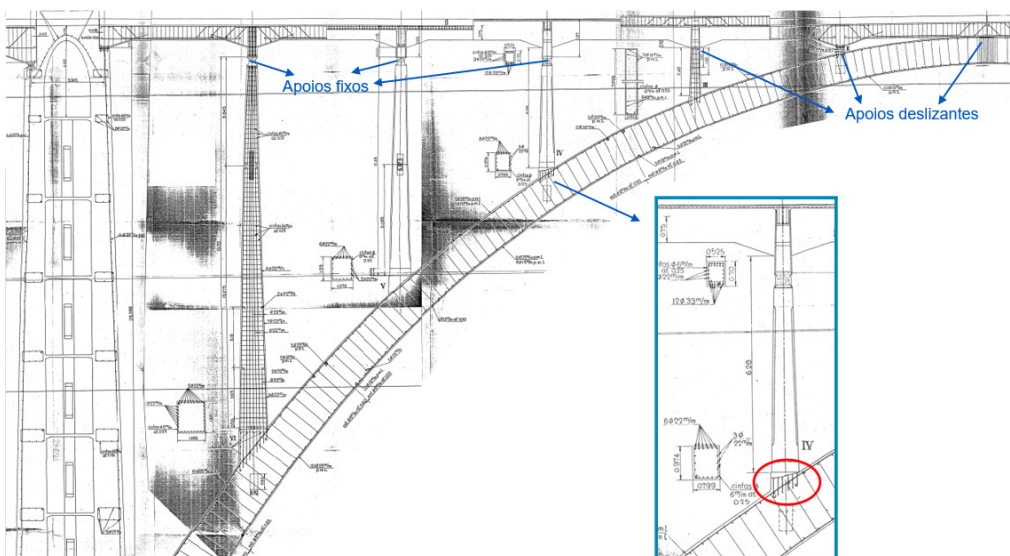


Fig. 23 – Estrutura do arco central mostrando a amarração insuficiente da armadura de pilares. Os viadutos intermédios são muito flexíveis na direção longitudinal e apresentam deficiências relevantes relativamente ao comportamento sísmico nesta direção.

Nestes viadutos o tabuleiro está apoiado nas pilastras em aparelhos móveis com balanceiros, em 3 alinhamentos de pilares articulados e em apenas um alinhamento de pilares que restringe o movimento longitudinal do tabuleiro, Figura 24. A rigidez da estrutura na direção longitudinal é muito reduzida, apresentando o modo de vibração nesta direção um período da ordem de 6s. Importa referir que este tipo de soluções era relativamente frequente em obras das décadas de 1940 a 1960 pois existia na altura grande preocupação com os efeitos das deformações impostas.

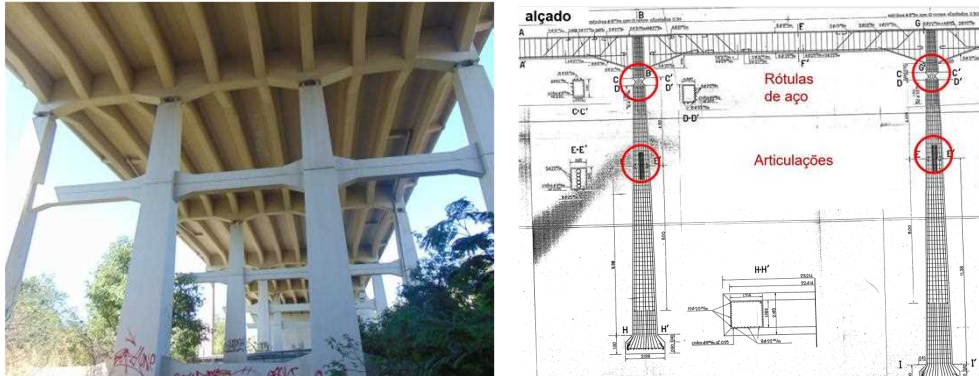


Fig. 24 – Vista dos pilares do viaduto com articulações ao nível da travessa marcadas por uma junta e extrato do desenho de projeto mostrando as articulações em causa.

O comportamento da estrutura configura uma situação muito desfavorável para a obra que poderá ser explicada recorrendo à Figura 25.

Sob a ação das deformações induzidas pelo sismo geram-se forças horizontais nas articulações dos pilares que tendem a amplificar os deslocamentos nestes elementos e no tabuleiro, o que é muito desfavorável por conduzir a elevados efeitos P- $\Delta$  com consequências imprevisíveis para a estrutura. Por outro lado, a capacidade de restituição lateral é feita à custa de um único alinhamento de pilares sendo manifestamente insuficiente. Esta situação pode originar a acumulação de deslocamentos apenas num sentido e o agravamento sucessivo dos efeitos P- $\Delta$ .

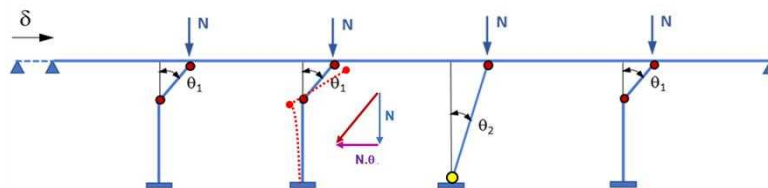


Fig. 25 – Comportamento dos viadutos entre os arcos.

Nos arcos laterais não se detetaram deficiências relevantes com exceção da resistência ao esforço transversal de alguns pilares de apoio do tabuleiro.

A análise das possíveis soluções de intervenção para resolver as principais deficiências relativas às juntas de dilatação, ao comportamento da estrutura sobre o arco central e ao comportamento dos viadutos conduziu a uma estratégia de intervenção que consiste na redução dos deslocamentos, sendo adotada metodologia de intervenção do tipo A apresentada anteriormente.

Considerando que as pilastras do arco central são elementos de grande dimensão com secção na base da ordem de 30 x 6 (m), a solução selecionada foi explorar estes elementos para o controlo dos deslocamentos do viaduto e da estrutura do arco central. A solução consistiu na ligação das estruturas dos viadutos e do arco central às pilastras, eliminando as 5 juntas de dilatação existentes neste troço do viaduto.

Com esta solução materializa-se um pórtico de grandes dimensões que constituirá a estrutura primária na resistência aos sismos como ilustrado na Figura 26. A solução permitiu otimizar a intervenção pois minimiza os trabalhos de reforço nas várias estruturas do viaduto concentrando-os essencialmente em dois elementos estruturais. Trata-se da implementação do conceito de reforço seletivo.

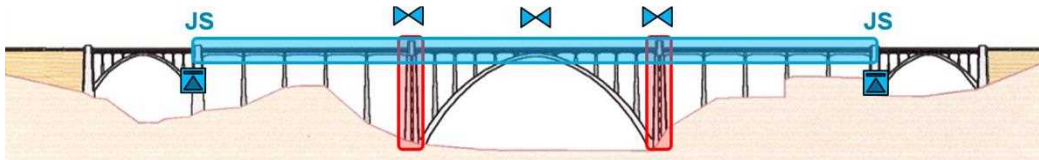


Fig. 26 – Pórtico que constitui a estrutura primária na resistência aos sismos.

A intervenção consiste no reforço das pilastras, na abertura de duas juntas sísmicas na junção do tabuleiro dos viadutos às pilastras dos arcos laterais e na substituição dos aparelhos de apoio do tabuleiro nestas pilastras. Para dimensionamento das soluções foi considerada a ação sísmica com período de retorno de 475 anos.

O principal desafio da metodologia implementada foi o reforço das pilastras do arco central. Estes elementos eram fracamente armados, com varões apenas no contorno exterior da secção, não dispondo da armadura mínima de flexão. Deste modo a sua capacidade de deformação estava comprometida para os deslocamentos induzidos pelo sismo da nova solução estrutural. Por outro lado, a ligação entre as duas paredes das pilastras materializava-se apenas por lintéis localizados nas suas faces laterais entre as aberturas das janelas, Figura 27.

Foi, assim, necessário reforçar as armaduras longitudinais para um nível superior à armadura mínima de modo que seja possível desenvolver-se na base uma fendilhação distribuída que dotará o elemento da necessária capacidade de deformação. As elevadas forças mobilizadas nas armaduras de reforço na base das pilastras foram transmitidas à fundação por meio de varões de pré-esforço devidamente amarrados ao maciço de fundação, Figura 29.

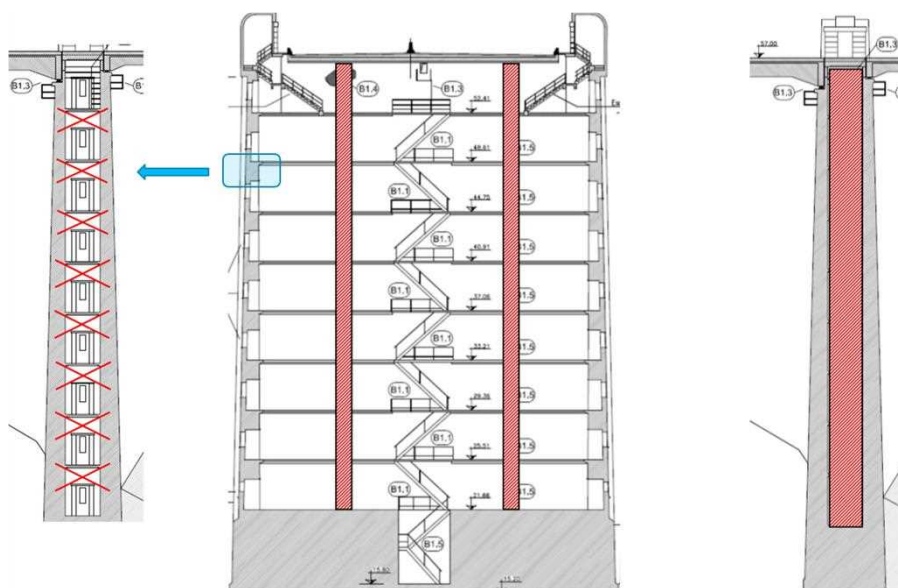


Fig. 27 – Reforço da ligação entre as paredes das pilastras – lintéis e paredes-diafragma.

O reforço da ligação entre as paredes das pilastras foi realizado reforçando os lintéis existentes com varões de pré-esforço embebidos (8 varões/lintel dispostos em cruz com funcionamento idêntico à armadura de lintéis de ligação de paredes acopladas). Para além deste reforço foi necessário ainda introduzir no interior duas paredes-diafragma de elevada capacidade e devidamente ligadas às paredes existentes, Figuras 27 e 28.

Estas paredes apresentam aberturas de vão de porta ao nível dos vários pisos das pilastras para garantir a acessibilidade a toda a área de cada piso.

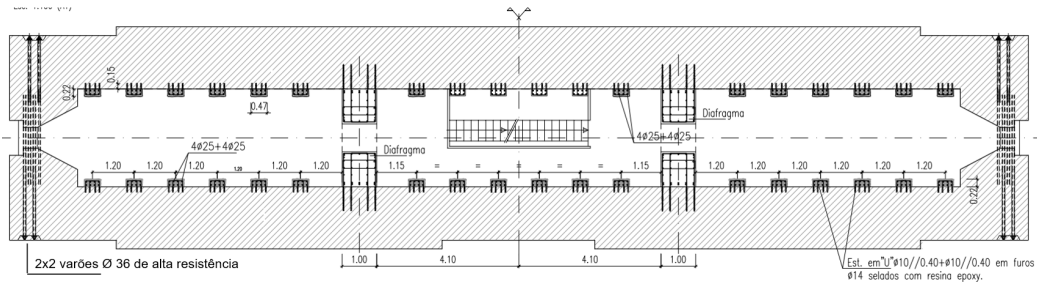


Fig. 28 – Reforço das pilastras com nervuras armadas, reforço de lintéis e paredes-diafragma.

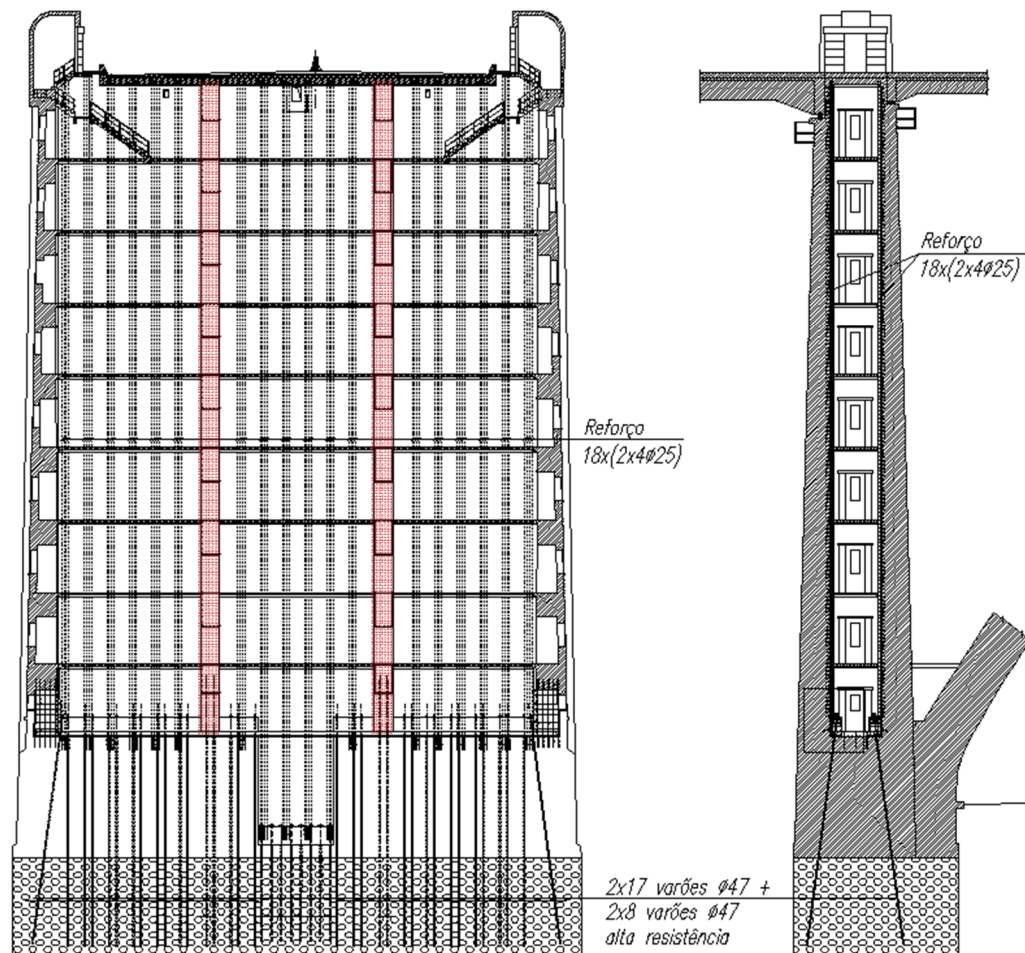


Fig. 29 – Corte longitudinal e transversal das pilastras ilustrando a solução de reforço.

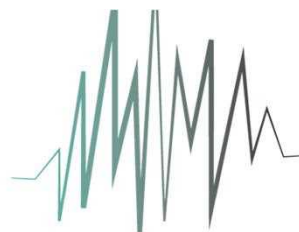
Para eliminar as juntas de dilatação os tabuleiros foram ligados entre si por meio de varões de pré-esforço que atravessam o topo da pilastra e comprimem os dois tabuleiros contra este elemento estrutural.

#### 4. CONCLUSÕES

Neste artigo foram expostas algumas reflexões sobre o projeto sísmico de estruturas de betão e apresentados alguns dos desafios e soluções que se colocam nesse projeto recorrendo a exemplos de estruturas novas e estruturas existentes. Do que foi exposto referem-se as seguintes conclusões principais:

- O Eurocódigo 8 contempla metodologias diferentes relativamente ao projeto de obras novas e à avaliação e reforço de obras existentes. A correta compreensão destas metodologias e o âmbito da sua aplicação é essencial para garantir que o projeto se traduza numa estrutura com desempenho eficaz face à ação sísmica.
- O método de análise de referência no projeto de obras novas é a análise modal por espectro de resposta. Trata-se de uma análise elástica em que a resposta da estrutura é fortemente dependente da rigidez que lhe for atribuída. Este aspeto deverá ser tido em consideração no projeto sabendo a resposta do modelo estrutural poderá afastar-se da resposta real da estrutura caso seja tomada por defeito uma rigidez constante igual a metade da rigidez da secção bruta.
- Na análise estrutural existem incertezas na resposta da estrutura aos sismos obtida nos modelos que devem ser acauteladas no projeto. Neste domínio o dimensionamento pela capacidade real apresenta grande importância. Ele constitui um fator de proteção da estrutura que atenua significativamente as incertezas do seu comportamento sob a ação dos sismos.
- Como recomendação poderá referir-se que o projetista deve procurar investir mais no dimensionamento adequado da estrutura do que numa análise elástica muito detalhada e elaborada cuja precisão poderá ser ilusória.
- No exemplo apresentado relativo ao projeto de um edifício ilustraram-se alguns desafios relativos à definição das juntas e aos efeitos das irregularidades estruturais. Relativamente às juntas salientou-se a necessidade de lidar simultaneamente com os efeitos das deformações impostas e da ação sísmica. No que se refere às irregularidades discutiu-se a vantagem de optar por soluções que privilegiem a resistência e robustez estrutural dado não ser possível resolver os efeitos dessas irregularidades com base na ductilidade da estrutura.
- Nas estruturas existentes referiram-se as principais deficiências que são frequentemente encontradas as quais estão geralmente associadas a roturas prematuras dos mecanismos frágeis, à deficiente ductilidade dos mecanismos dúcteis, ausência de juntas sísmicas e sistemas estruturais inadequados.
- Foram indicados os princípios para a definição de soluções de intervenção para o reforço sísmico de estruturas existentes, salientando-se a vantagem da implementação das estratégias que envolvem a redução das exigências sísmicas.
- Apresentaram-se exemplos de intervenções de reforço sísmicos em duas pontes em que os desafios colocados para a resolução das deficiências estruturais existentes foram relevantes. Para as duas obras em causa foi implementada a estratégia de intervenção correspondente à redução das exigências sísmicas.
- Embora a estratégia de intervenção adotada seja idêntica, as metodologias implementadas foram distintas. Para a primeira obra apresentada foi adotada uma metodologia que consistiu na introdução de isolamento sísmico do tabuleiro mais dissipação de energia com recurso a amortecedores viscosos. Para a segunda foi adotada uma metodologia que consistiu no aumento da resistência e rigidez para controlo dos deslocamentos induzidos pelo sismo.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Projeto STAND4HERITAGE***

---



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**A PRELIMINARY SIMPLIFIED APPROACH FOR THE RAPID SEISMIC  
VULNERABILITY ASSESSMENT OF RESIDENTIAL UNREINFORCED  
MASONRY BUILDINGS IN URBAN CENTRES PRONE TO LIQUEFACTION**

**ALEJANDRO CRUZ**  
PhD Student  
Universidade do Minho

**NICOLA CHIEFFO**  
Researcher  
Universidade do Minho

**SHAGHAYEGH KARIMZADEH**  
Researcher  
Universidade do Minho

**ALBERT ORTIZ**  
Professor  
Universidad del Valle

**EIMAR SANDOVAL**  
Professor  
Universidad del Valle

**PAULO B. LOURENÇO**  
Professor  
Universidade do Minho

**ABSTRACT**

The literature review shows that there is a lack of research on seismic vulnerability assessment in urban centres prone to liquefaction. Therefore, it is essential to formulate simple but robust approaches for seismic evaluation in these urban areas so that decision-makers can improve land use plans. In this sense, this work focuses on the application of a novel approach for a rapid seismic vulnerability assessment of a pilot area in a highly earthquake-prone metropolitan area (Cali-Colombia) with predominantly unreinforced masonry residential buildings and located in an area with high liquefaction-prone. The approach uses a multi-criteria decision analysis method to assess various factors and provide a comprehensive assessment of the building's seismic vulnerability. The outcomes of this research prove to be promising for the case study area. This study will be employed to extend the methodology to more extensive areas, encompassing considerations for the combined effects of earthquakes and earthquake-induced liquefaction.

**KEYWORDS:** Urban scale seismic vulnerability assessment, earthquake-induced building damage, unreinforced masonry residential buildings, multi-criteria analysis.

## 1. INTRODUCTION

Earthquakes are catastrophic events that cause significant damage globally. Numerous studies worldwide have concentrated on assessing seismic vulnerability at the urban scale (e.g., [1]–[10]). In assessing seismic vulnerability on an urban scale, it is crucial to quickly identify the most susceptible structures. This rapid identification is essential for prioritizing timely and effective strengthening interventions. Achieving this objective involves the utility of empirical models that facilitate the estimation of seismic vulnerability on a comprehensive scale. These models rely on statistical analyses of historical earthquake data and observations of structural systems subjected to seismic forces by adopting a specific survey form. This approach proves advantageous compared to the potentially prohibitively expensive numerical analyses conducted at the urban or regional level [11].

In this sense, the proposed approach is specifically considered for the seismic vulnerability assessment of residential Unreinforced Masonry (URM) buildings situated in regions characterized by high seismic hazard ( $PGA > 0.20g$  in rock conditions) and liquefaction susceptibility. This seismic vulnerability approach is introduced within the context of a practical case study conducted in the liquefaction-prone area of Aguablanca, Cali, Colombia. The novelty of the proposed research lies in proposing an approach that employs Multi-Criteria Decision-Making (MCDM) to systematically evaluate diverse attributes, facilitating a comprehensive assessment of expected building vulnerability. The objective is to assess the seismic vulnerability of URM structures situated in liquefaction-prone areas, utilizing an index-based method. Specifically tailored for URM buildings with shallow foundations exposed to seismic events, the method involves a vulnerability index.

This work is organized as follows: first, a definition of a seismic vulnerability assessment procedure is presented. This concept is intended to standardise the technique for use in urban-scale vulnerability assessment approaches (Section 2). Following that, a damage scenario with a 475-year return period is considered for the urban sub-sector (Section 3). Finally, the key findings, potential prospects, and limitations of the current study are discussed (Section 4).

## 2. SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT IN AN AREA OF COMMUNE 21 IN CALI-COLOMBIA

### 2.1 Identification of the urban sub-sector area

The Aguablanca District constitutes a demographic region situated to the east of Cali, Colombia, within South America (Fig. 1a). Positioned on the western flood alluvial plain of the Cauca River, Colombia's second-largest river, this locale exhibits soil deposits identified as potentially liquefiable, as indicated by various studies (e.g., [12]–[16]). The case study area, denoted as Commune 21, is situated within the broader Aguablanca District. Commune 21 has an area of approximately 5 km<sup>2</sup> and consists of 130,895 residents and 40,923 residential buildings. Noteworthy in this zone is the presence of a shallow, low-permeability layer overlaying unconsolidated and saturated sand. This geological configuration raises concerns about the potential for specific ground damage induced by liquefaction, necessitating a comprehensive investigation [13], [15]. As per the seismic hazard study conducted for Cali [14], it is possible to identify three distinct geotechnical configurations within Commune 21: (i) configuration 1, which is characterized by a high susceptibility to liquefaction, (ii) configuration 2, which exhibits a low susceptibility to liquefaction, and (iii) configuration 3, which is designated as a non-liquefiable zone. These configurations are delineated based on parameters such as the thickness of the non-potentially liquefiable layer and the depth of the liquefiable layer. In this preliminary study, which pertains to a limited geographic area, the examination will concentrate on the specific urban sub-sector outlined in Figure 1b. The main scope is to

utilize the insights gained from this study as a basis for expanding the methodology to the entire case study area. This extension is particularly crucial in light of the synergistic impacts arising from seismic events and liquefaction induced by earthquakes.

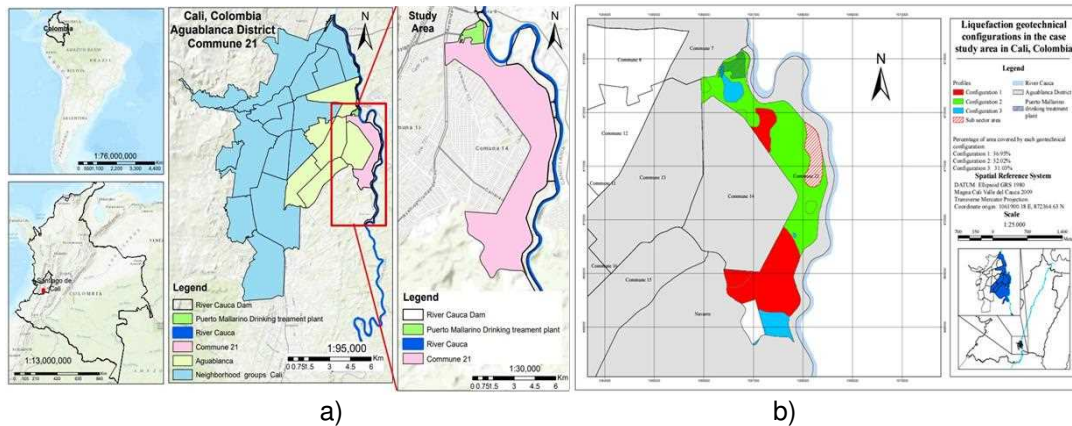


Fig. 1 – Map of the study area: a) case study area and b) simplified representative liquefaction geotechnical configurations and the specific urban sub-sector area.

## 2.2 Seismic hazard of the case study area

According to the Colombian Seismic Resistant Construction Regulations (NSR-10, 2010), 87% of the Colombian population resides in areas characterized by high and intermediate seismic hazards. Cali, positioned within a high seismic hazard zone, is subject to a complex seismic activity resulting from the interaction of two tectonic plates and the presence of various geological faults. This makes Cali the most densely populated city in Colombia exposed to high seismic hazard conditions ( $PGA > 0.20g$ ). The Colombian Geological Service (SGC) provides access to the results of the national seismic hazard model [17] on its website. These results include the probabilistic seismic hazard assessment (PSHA), represented through hazard curves for PGA (rock conditions or  $T$  equal to 0s), as well as spectral acceleration (SA) for various periods (ranging from 0.1s to 0.7s at intervals of 0.1s and from 1.0s to 5s at intervals of 1s). Additionally, Uniform Hazard Spectra (UHS) for different return periods (31, 225, 475, 975, and 2475 years) are available, along with the disaggregation of the PSHA in terms of seismic sources, magnitude ( $M_w$ ), hypocentral distance ( $R_{hyp}$ ), and a combination of  $M_w$  and  $R_{hyp}$ . According to the study by [12], it was determined that a majority of the earthquakes observed in Cali during the previous three years were caused by subduction earthquakes, which is one of the main reasons for the development of a monitoring facility in the study area. In addition, when analysing the seismic hazard disaggregated information from the national seismic hazard model [17], in terms of seismic sources, it is found that the greatest contribution to seismic hazard in Cali is given by subduction sources (almost 90%) (Fig. 2a); therefore, it is earthquakes on which this research focuses.

For Cali, according to [17], seismic hazard levels having a 475-year return period are predicted to have PGAs up to approximately 0.35g, i.e., a high seismic hazard environment. Based on the disaggregation by magnitude and distance information for PGA (Fig. 2b), it is found that the magnitudes and distances that most contribute to the seismic hazard are in the range of 6.0 to 7.5  $M_w$  and  $R_{hyp}$  in the range of 70-130 km.

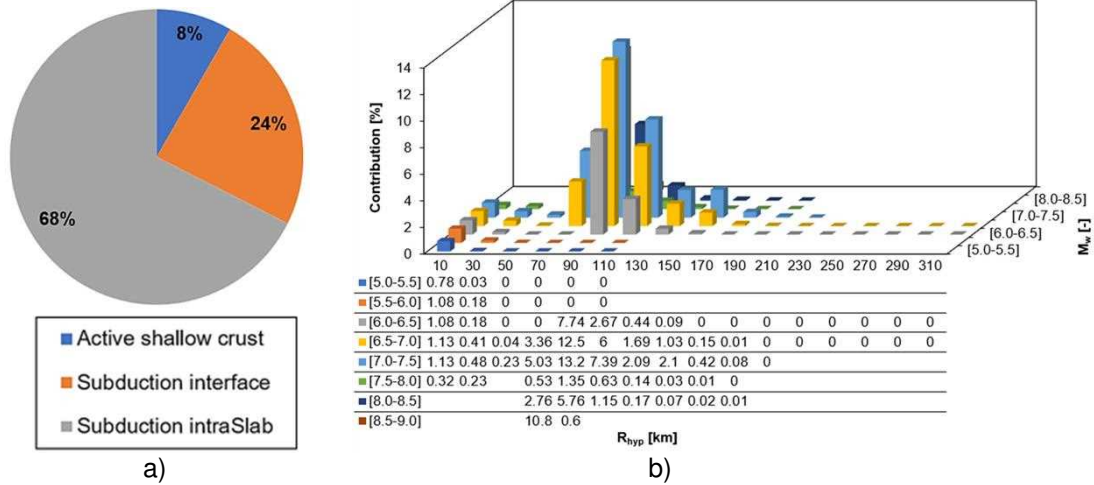


Fig. 2 – Seismic hazard information for Cali: a) contribution of each seismic source to the seismic hazard and b) seismic hazard disaggregation for PGA and a 475-year return period. The data were obtained from [17].

### 2.3 Liquefaction hazard for the case study area

The liquefaction hazard at a site depends on the severity of expected ground shaking, as well as on the susceptibility to liquefaction of that site [18]. The severity of soil liquefaction, a pattern manifested at the soil surface, is a pragmatic indicator of the potential for damage to many types of infrastructure [19]. In the literature, several indices quantify this severity, called liquefaction manifestation severity indices. Here, it will work with the liquefaction potential index (LPI). LPI defined by [20] or its modified version defined by [21] is commonly used to quantify the risk of liquefaction-induced ground damage in the free field. The LPI is computed as follows:

$$LPI = \int_0^{20 \text{ m}} F \cdot w(z) dz \quad (1)$$

where  $w(z)$  is a weighting function given by  $w(z) = 10 - 0.5z$ , in which  $z$  represents the depth evaluated in meters.  $F = 1 - FS$  in which  $FS$  is the factor of safety against liquefaction. Note that liquefaction occurs when  $FS \leq 1$ . For  $FS > 1$ ,  $F = 0$ , which means there is no liquefaction.  $FS$  may be estimated by a liquefaction evaluation procedure implemented by [22], [23]:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF \cdot K_{\sigma} \quad (2)$$

where  $CRR_{7.5}$  is the cyclic resistance ratio corresponding to an earthquake with  $M_w$  of 7.5;  $MSF$  is a magnitude scaling factor; and  $K_{\sigma}$  is an adjustment factor to incorporate the effect of effective vertical stress (overburden stress) on liquefaction resistance [23].  $CSR$  is the earthquake-induced cyclic (shear) stress ratio (seismic demand) and is calculated as follows:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_{vo}}{g \sigma'_{vo}} r_d \quad (3)$$

where  $a_{\max}$  is the PGA on the ground surface in units of  $g$ ,  $\sigma_{vo}$  is the initial total vertical stress at the depth of interest,  $\sigma'_{vo}$  is the initial effective vertical stress at the depth of interest; and  $r_d$  is a depth reduction coefficient [23].

For the sake of simplicity, this research focuses on the urban sub-sector, which is addressed by the simplified representative liquefaction geotechnical configuration 1 (Fig. 1b). In this context, a factor of safety against liquefaction (FS) equal to 0.35, as reported in [12], will be employed. This value corresponds to a seismic event with a return period of 475 years. Utilizing this FS value in equation (1) yields a liquefaction potential index (LPI) of 5, with calculations conducted at a depth ( $z$ ) of 3.5 m.

Given that the primary objective of this work is the assessment of vulnerability, it is recommended to develop the probabilistic liquefaction manifestation severity assessment (PLMSA) model. Essentially, PLMSA methodologies are applied to ascertain the probability of encountering specific acceleration levels. Furthermore, these methodologies enable meaningful comparisons between the impact of liquefaction on diverse infrastructure elements and the seismic events' effects on structural integrity, all within a defined temporal framework. For this study, the PLMSA approach defined by [24] will be adopted, which is solely a function of the LPI index:

$$P_L = \frac{1}{1 + e^{-0.173 \times \text{LPI} + 1.366}} \quad (4)$$

In this sense, by applying equation (4), an  $P_L$  of 0.38 is obtained.

## 2.4 Building Inventory of the urban sub-sector area

The region of interest has an area of approximately 0.03 km<sup>2</sup>. The urban sub-sector area consists of 2770 residential buildings. Based on street view images, it is demonstrated that most residential buildings in the case study area are residential unreinforced masonry (URM) low-rise buildings (1-3 stories) with shallow foundations (Fig. 3).



Fig. 3 – Sample photos of the residential buildings in the study region.

To date, 194 residential buildings have been inspected, of which 42 are URM, as detailed in Figure 4. These 42 structures constitute the focus of analysis using the proposed methodology. From a statistical point of view, the inspected buildings spatially lack representativeness within the study area. This is due to their inclusion in homogenous zones characterized by similar construction features and construction ages. This similarity becomes more apparent as it delves into the analysis of the macro-parameters considered in this study.

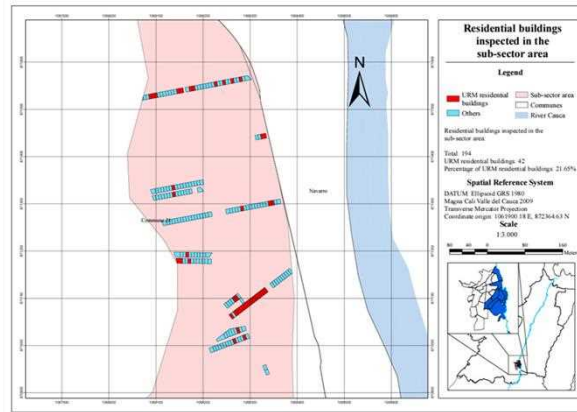


Fig. 4 – Distribution of residential building stock and typologies in the urban sub-sector area.

According to either the European building typology classification approach or the building typology classification system proposed by [25], the building inspection tool developed by the SGC will be used to identify the urban sub-sector of the case study area with the sample of residential URM building types (structural units).

## 2.5 Vulnerability procedure

For evaluating the vulnerability within the urban sub-sector area, among other studies, the study by [11] employed the vulnerability index methodology, a method that has garnered increasing prominence in recent years for discerning the seismic vulnerability of masonry structures within urban environments. This research aims to implement a novel framework for assessing the vulnerability of residential URM buildings with shallow foundations subjected to earthquakes in liquefaction-prone areas. The novelty of the proposed method is the definition of a vulnerability index by using multi-criteria decision-making (MCDM) for defining the weights and scores associated with intrinsic vulnerability factors or parameters. The importance of this study is that it will allow users to have an easy-to-use tool for incorporating into a seismic risk model in liquefaction-prone areas. The steps of the methodology are explained as follows:

**Level 1- Criteria**, the study aims to identify the earthquake and liquefaction macro-parameters that exert the most significant influence on the expected vulnerability of unreinforced masonry buildings (URM). Essentially, this phase involves extracting the macro-parameters with the highest impact on the seismic vulnerability of residential URM building types from the methodologies existing in the current literature (e.g., [4], [9], [25], [26]) and adapting them to account for the specific building stock of the urban sub-sector area. Figure 5 shows the vulnerability macro-parameters according to the building stock in the urban sub-sector area. It is composed of five fundamental macro-parameters to assess the essential qualities of the building's response. For this study, the macro-parameters are considered according to the methodology developed by [26] while adjusting them to the building stock. Future studies will extend this conceptual framework by integrating supplementary macro-parameters and delineating distinct considerations for each hazard. This approach aims to deliver a thorough analysis that spans the entirety of the designated case study area.

**Level 2- Optimization**, in the vulnerability framework, the weight ( $p_i$ ) for each parameter and the scores ( $S_i$ ) for each class into each parameter will be estimated through the analytic hierarchy process (AHP), i.e., a binary comparison to establish a hierarchy of importance. The same parameters are used for both hazards, The scores ( $S_i$ ) are correlated with a vulnerability classification system, which is stratified into four vulnerability classes (A, B, C, and D, ranging from A the best to D the worst class). Further information on the descriptors of the classes assigned to the individual

parameters can be found in the work by [26]. Figure 5a shows the weight for each macro-parameter, and Figure 5b shows the scores of each class associated with each parameter, after applying the AHP in both.

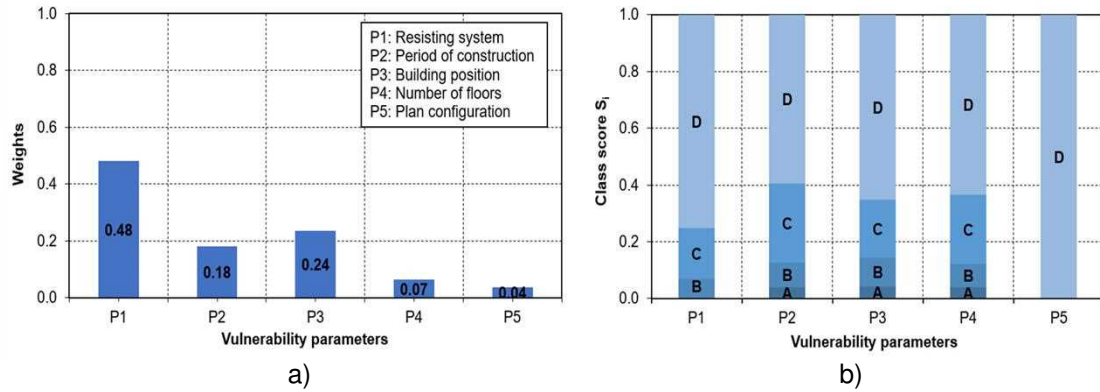


Fig. 5 – Macro-parameters characteristics: a) adopted vulnerability macro-parameters and their weights for the urban sub-sector area building stock and b) class scores of each macro-parameter.

Next, the vulnerability index for each URM residential building within the case study area will be evaluated by adopting the technique for order of preference by similarity to the ideal solution (TOPSIS):

$$I_v = \sum_i^5 S_i \cdot p_i \quad (5)$$

**Level 4- Results**, the results of each vulnerability index are combined with the probability of liquefaction ( $P_L$ ) obtained through the PLMS above-mentioned approach and then a multi-hazard vulnerability index will be proposed considering the following formulation:

$$MH_{V_I} = (1 - P_L) \left[ \sum_{i=1}^{n1} (S_i \cdot p_i)_{EQ} \right] + P_L \left[ f(\varphi) \sum_{i=1}^{n1} (S_i \cdot p_i)_{EQ} \right] \quad (6)$$

When liquefaction is expected to occur in surface manifestations (i.e., when  $P_L > 0$ ), the damage is caused by both earthquake shaking and the liquefaction-induced building settlement phenomena. Nonetheless, in circumstances where the  $P_L$  is negligible, the damage is solely attributed to the earthquake, with no liquefaction-related factors being considered. In this study, equation (6) incorporates a liquefaction damage amplification factor, denoted as,  $f(\varphi)$ , which is assumed equal to 1.5. The development of this equation is provisional, and the presented content herein represents an approximation of the ongoing refinement process for the anticipated methodology.

Multi-hazard vulnerability index values range from 0 to 0.92, with a mean seismic vulnerability index,  $MH_{V_I}$ , of 0.13, and an associated standard deviation,  $\sigma_{I_{MH_{V_I}}}$ , of 0.22. Additionally, the acquired results underwent statistical processing, as illustrated in Figure 6, elucidating the forecasted vulnerability distribution and the respective frequencies. Specifically, in Figure 8, the index values ( $I_v$ ), derived from the aforementioned assessment approach, predominantly fall within the range of 0 to 0.31, encompassing 88% of the sampled buildings. Meanwhile,  $I_v$  values spanning from 0.61 to 0.92 consist 10% of the cases, while the remaining  $I_v$  values, ranging from 0.31 to 0.61, constitute the minority among the sampled buildings.



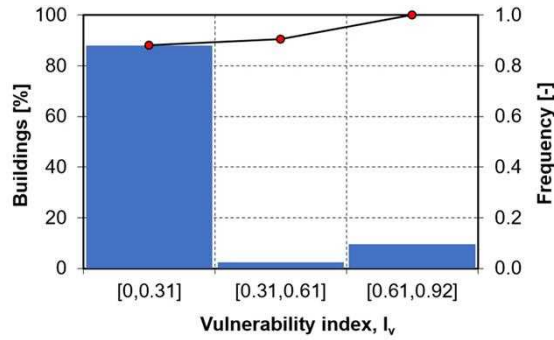


Fig. 6 – Vulnerability index distribution.

The vulnerability assessments indicate a prevailing low vulnerability among the majority of buildings, primarily attributed to the predominance of Class A across most parameters, notably in P3, P4 and P5. Specifically, URM buildings commonly aggregate without discernible irregularities in their floor plans. Furthermore, Classes B and C exhibit minimal or no representation in various parameters, as depicted in Figure 7. In P1 (Resisting system), despite its pronounced influence on the vulnerability model, Class C carries a significantly lower weight compared to Class D (Fig.5b). In this parameter, all buildings are conservatively classified into the moderately vulnerable Class C (URM building with concrete floor slabs), constituting 100% of the cases. This is because most inspected buildings have a single floor, and their floor system comprises trusses, making the classification less clear within the descriptors proposed by [26]. Hence, additional information is required for a more accurate class update. P2 (Period of construction) exhibits a more balanced distribution between Classes A and B, with noteworthy representation in both categories.

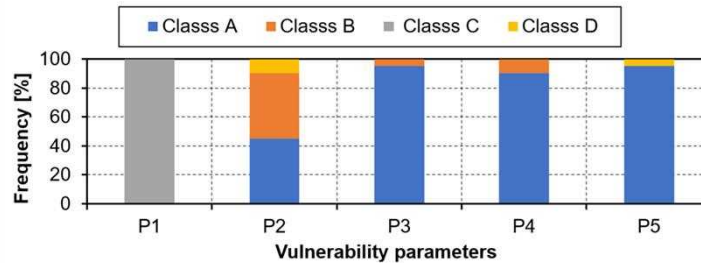


Fig. 7 – Vulnerability class distribution of each parameter.

Following the vulnerability index assessment, the next step involves the evaluation of damage curves. These curves elucidate the relationship between the expected damage condition of a building and the ground motion intensity experienced during an earthquake. They typically provide insights into the likelihood of a building attaining a specific damage state, such as slight damage, moderate damage, extensive damage, or collapse, depending on the intensity of the ground motion, as discussed by [11]. The formulation for evaluating the vulnerability curve aligns closely with the expression used in earthquake scenarios, as proposed by [27], and it is a function of key parameters as reported in the following expression:

$$\mu_D = 2.5 \left[ 1 + \tanh \left( \frac{I_{EMS\ 98} + 6.25 \cdot V - 13.1}{Q} \right) \right] \quad (7)$$

where  $V$  is the vulnerability factor that depends on the vulnerability index  $I_v$  (Eq.(8)),  $I_{EMS\ 98}$  is the macroseismic intensity variation and  $Q$  is the ductility factor, correlated to

the building ductility. The latter parameter ranges from 1 to 4 [25]. For this research, a value equal to 2.3 was assumed according to [25]. Finally, for the quantification of the aforementioned damage grade  $\mu_D$ , the vulnerability factor is evaluated as follows:

$$V = 0.592 + 0.0057 \cdot MH_{V_I} \quad (8)$$

In the designated urban sub-sector area, Figure 8 illustrates the mean damage curve utilized for the assessment of potential damage within the analyzed building stock. Furthermore, Figure 8 includes four additional curves ( $V \pm \sigma$ ;  $V \pm 2\sigma$ ), delineating the upper and lower boundaries of the expected vulnerability domain. Herein  $\sigma$  represents the standard deviation of the vulnerability range. Specifically, the examined building stock exhibits a mean vulnerability index,  $V$ , equal to 0.67, with a corresponding standard deviation,  $\sigma$ , of 0.13.

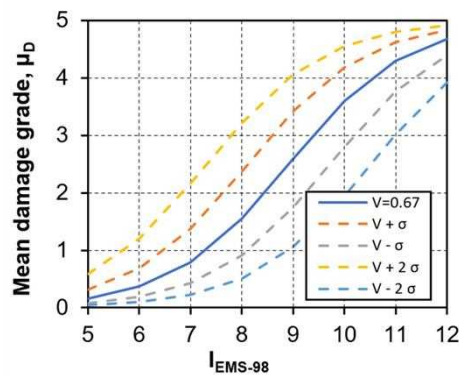


Fig. 8 – Mean damage curves for the examined building stock.

### 3. DAMAGE SCENARIO

As the proposed model is grounded in an empirical method utilizing macroseismic intensity, the need for an empirical equation to relate macroseismic intensity to physical quantities becomes essential. Therefore, it is imperative to identify the most suitable conversion equation for Cali. While a more rigorous analysis is conducted to pinpoint the most appropriate conversion equations for Cali, the following equation proposed by [28] will be employed:

$$I_{EMS\ 98} = 0.89 + \ln(PGA) + 8.05 \quad (9)$$

Regarding the mean damage grade  $\mu_D$ , assessed through equation (7) (refer to Section 2), it is imperative to simulate a specific damage scenario. The earthquake scenario selected typically represents the worst-case seismic conditions based on hazard disaggregation information. For Cali, this condition involves an earthquake with an  $M_w$  of 7.5 recorded at a station with a  $R_{hyp}$  of 90 km. However, as illustrated in Figure 2b (refer to Section 1), this scenario contributes only 13% of the total hazard value, i.e., a PGA less than 0.10g. Therefore, conservatively, this study chooses to work directly with a PGA equal to 0.25g, which corresponds to 90% of the maximum expected value for a 475-year return period. This value also aligns with the contribution of subduction earthquakes to the city of Cali, as evident in Figure 2a. In this sense, by applying equation (9), an  $I_{EMS\ 98}$  of 7 is obtained.

For the earthquake scenario selected, five primary damage thresholds (Dk: k= 0, 1, 2, ..., 5) have been delineated according to the EMS-98 scale. These thresholds are used

to collect the expected damage outcomes resulting from the simulated scenario, as detailed in Table 1. Thus, the damage distribution has been defined employing the Damage Probability Matrix (DPM) depicted in Figure 9. The DPM has been evaluated conditioned by the weighted average of damages,  $\mu_D$ , as reported in [25].

Table 1. Identified damage levels.

Damage Level, $D_k$	Damage description	Damage range
D0	No damage	$\mu_D < 0.5$
D1	Slight damage	$0.5 < \mu_D < 1.5$
D2	Moderate damage	$1.5 < \mu_D < 2.5$
D3	Significant damage	$2.5 < \mu_D < 3.5$
D4	Near collapse	$3.5 < \mu_D < 4.5$
D5	Collapse	$4.5 < \mu_D < 5.0$

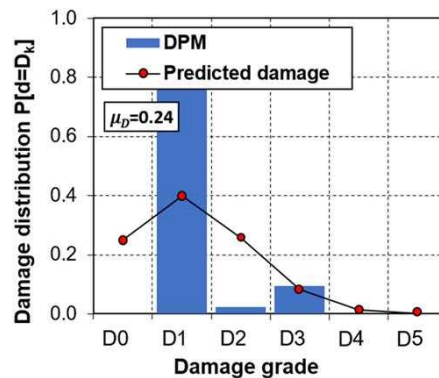


Fig. 9 – Damage distributions for PGA = 0.25g of the analysed building stock.

For the URM building stock,  $\mu_D$  is equal to 0.24, signifying that 25% of buildings exhibit a damage level of D0. Meanwhile, 40% of the buildings experience damage at the D1 level, 26% incur damage at the D2 level, 8% undergo damage at the D3 level and only 1% exhibit a damage level of D4.

#### 4. CONCLUSIONS AND CHALLENGES

This research presents a novel seismic vulnerability assessment through an MCDM for URM residential buildings, obtaining the damage distribution for a 475-year return period in a liquefaction-prone area of Aguablanca, Cali, Colombia. While the outcomes exhibit positivity regarding vulnerability, they should be approached cautiously. It is imperative to recognize that these findings are preliminary, and given the small sample size, they do not offer conclusive insights into the vulnerability of the urban sub-sector area. The robustness of an index-based seismic vulnerability assessment methodology developed for a specific building stock depends not only on the selection of relevant parameters but also on the precise assignment of weights and scores for each parameter and class, signifying their respective significance. A thorough evaluation of these weights and scores is crucial and can be accomplished through expert opinion or a validation process, typically requiring post-earthquake damage data [26]. For the case of the urban sub-sector area, considering the absence of post-earthquake damage data, the validation of the methodology could be carried out using the same methodology in a place similar to the urban sub-sector area. Based on this, adjustments will be made to the weights and scores.

Although this investigation was carried out in a region highly susceptible to liquefaction, vulnerability parameters to this hazard were treated identically to those for seismic

hazards. The absence of additional liquefaction-specific parameters is noteworthy, given that liquefaction has the potential to induce variable deformations in foundations. When accounting for liquefaction-specific parameters, equation 6 (refer to Section 2) will be modified, enabling an assessment of the relative probability of foundation damage due to soil liquefaction as opposed to the likelihood of structural damage resulting from seismic events [29].

Moreover, equation 7 (refer to Section 2), as presented, exclusively accounts for the effects of earthquakes, and does not encompass the combined impacts of seismic and liquefaction scenarios. Consequently, it becomes imperative to modify equation 7. Furthermore, the expansion of this methodology to more extensive geographical areas, incorporating considerations for the concurrent effects of earthquakes and earthquake-induced liquefaction, will be delineated in future research.

## 5. ACKNOWLEDGMENTS

The first author acknowledges the support of national funds through FCT, under grant agreement 2022.12016.BD. This work has been in part supported by the Geoposicionamiento laboratory (GOP) of the University of Valle-Cali-Colombia in the GIS environment information, and the Colombian Geological Service (SGC) for their assistance with the building inspection tool. This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB/04029/2020 ([doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020](https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020)), and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020.

## 6. REFERENCES

- [1] A. Altindal *et al.*, "A case study for probabilistic seismic risk assessment of earthquake-prone old urban centers," *Int. J. Disaster Risk Reduct.*, vol. 61, p. 102376, Jul. 2021, doi: 10.1016/j.ijdr.2021.102376.
- [2] A. Arslan Kelam *et al.*, "An evaluation of seismic hazard and potential damage in Gaziantep, Turkey using site specific models for sources, velocity structure and building stock," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 154, p. 107129, Mar. 2022, doi: 10.1016/j.soildyn.2021.107129.
- [3] A. Askan *et al.*, "An interdisciplinary approach for regional seismic damage estimation," 2017.
- [4] N. Chieffo, A. Formisano, R. Landolfo, and G. Milani, "A vulnerability index based-approach for the historical centre of the city of Latronico (Potenza, Southern Italy)," *Eng. Fail. Anal.*, vol. 136, p. 106207, Jun. 2022, doi: 10.1016/j.engfailanal.2022.106207.
- [5] A. Formisano, G. Florio, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, "Numerical calibration of an easy method for seismic behaviour assessment on large scale of masonry building aggregates," *Adv. Eng. Softw.*, vol. 80, pp. 116–138, Feb. 2015, doi: 10.1016/j.advengsoft.2014.09.013.
- [6] S. Karimzadeh, A. Askan, M. A. Erberik, and A. Yakut, "Seismic damage assessment in erzincan (turkey) utilizing synthetic ground motion records," 2017.
- [7] S. Karimzadeh, A. Askan, M. A. Erberik, and A. Yakut, "Seismic damage assessment based on regional synthetic ground motion dataset: a case study for Erzincan, Turkey," *Nat. Hazards*, vol. 92, no. 3, pp. 1371–1397, Jul. 2018, doi: 10.1007/s11069-018-3255-6.
- [8] R. K. Mazumder and A. M. Salman, "Seismic damage assessment using RADIUS and GIS: A case study of Sylhet City, Bangladesh," *Int. J. Disaster Risk Reduct.*, vol. 34, pp. 243–254, Mar. 2019, doi: 10.1016/j.ijdr.2018.11.023.
- [9] M. Ripepe, G. Lacanna, P. Deguy, M. De Stefano, V. Mariani, and M. Tanganelli, "Large-scale seismic vulnerability assessment method for urban centres. An application to the city of Florence," in *Key Engineering Materials*, Aug. 2014, vol. 628, pp. 49–54. doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.628.49.
- [10] R. Vicente, S. Parodi, S. Lagomarsino, H. Varum, and J. A. . Mendes da silva, "Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation," 2008.
- [11] N. Chieffo, T. M. Ferreira, R. da Silva Vicente, P. B. Lourenço, and A. Formisano, "A simplified

- approach to estimate seismic vulnerability and damage scenarios including site effects. application to the historical centre of Horta, Azores, Portugal,” *J. Earthq. Eng.*, pp. 1–22, Sep. 2023, doi: 10.1080/13632469.2023.2254399.
- [12] S. Arango-Serna, L. Gallo, J. Zambrano, E. Sandoval-Vallejo, A. Cruz, and P. Thomson, “New seismic monitoring center to assess the liquefaction risk posed by subduction earthquakes,” *J. Seismol.*, 2023.
- [13] S. Arango-Serna, M. Herrera, A. Cruz, E. Sandoval, P. Thomson, and C. Ledezma, “Use of ambient noise records in seismic engineering: An approach to identify potentially liquefiable sites,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 148, p. 106837, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.soildyn.2021.106837.
- [14] Ingeominas and DAGMA, “Estudio de microzonificación sísmica de Santiago de Cali,” Santiago de Cali, 2005.
- [15] E. Sandoval-Vallejo, W. Campaña-Díaz, and A. Cruz-Escobar, “Liquefaction resistance of Aguablanca terrigenous sand in Santiago de Cali,” *DYNA*, vol. 80, no. 181, 2013.
- [16] R. Styron, C. Yepes-Estrada, and V. Silva, “Earthquake-induced landslides and liquefaction in Cali, Colombia. GEM-TREQ project technical report,” 2022.
- [17] SGC and GEM, *Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia*. Servicio Geológico Colombiano, 2020. doi: 10.32685/9789585279469.
- [18] C. G. Lai et al., “Technical guidelines for the assessment of earthquake induced liquefaction hazard at urban scale,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 19, no. 10, pp. 4013–4057, Aug. 2021, doi: 10.1007/s10518-020-00951-8.
- [19] M. Geyin and B. W. Maurer, “Fragility functions for liquefaction-induced ground failure,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 146, no. 12, Dec. 2020, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002416.
- [20] T. Iwasaki, F. Tatsuoka, K. Tokida, and S. Yasuda, “A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan,” in *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction-Research and Application, San Francisco, California, USA, 1978*, pp. 885–896. [Online]. Available: <https://ci.nii.ac.jp/naid/10012479770/>
- [21] K. Ishihara, “Stability of natural deposits during earthquakes,” *Proc. 11th Int. Conf. soil Mech. Found. Eng. San Fr. August 1985. Vol. 1*, pp. 321–376, 1985.
- [22] R. Boulanger and I. . Idriss, “CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures.,” Apr. 2014.
- [23] S. M. Olson, X. Mei, and Y. M. A. Hashash, “Nonlinear Site Response Analysis with Pore-Water Pressure Generation for Liquefaction Triggering Evaluation,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 146, no. 2, Feb. 2020, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002191.
- [24] Y. Ge, Z. Zhang, J. Zhang, and H. Huang, “Developing region-specific fragility function for predicting probability of liquefaction induced ground failure,” *Probabilistic Eng. Mech.*, vol. 71, p. 103381, Jan. 2023, doi: 10.1016/j.probengmech.2022.103381.
- [25] S. Lagomarsino and S. Giovinazzi, “Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 4, no. 4, pp. 415–443, Nov. 2006, doi: 10.1007/s10518-006-9024-z.
- [26] M. Xofi et al., “Exposure and physical vulnerability indicators to assess seismic risk in urban areas: a step towards a multi-hazard risk analysis,” *Geomatics, Nat. Hazards Risk*, vol. 13, no. 1, pp. 1154–1177, Dec. 2022, doi: 10.1080/19475705.2022.2068457.
- [27] S. Lagomarsino, “On the vulnerability assessment of monumental buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 4, no. 4, pp. 445–463, Nov. 2006, doi: 10.1007/s10518-006-9025-y.
- [28] A. Masi, L. Chiauuzzi, G. Nicodemo, and V. Manfredi, “Correlations between macroseismic intensity estimations and ground motion measures of seismic events,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 18, no. 5, pp. 1899–1932, Mar. 2020, doi: 10.1007/s10518-019-00782-2.
- [29] G. M. Atkinson, W. D. L. Finn, and R. G. Charlwood, “Simple Computation of Liquefaction Probability for Seismic Hazard Applications,” *Earthq. Spectra*, vol. 1, no. 1, pp. 107–123, Nov. 1984, doi: 10.1193/1.1585259.

## **COMBINED SETTLEMENT AND TILTING TESTING APPARATUS: DESIGN AND PRELIMINARY TESTING**

**EDUARDA VILA-CHÃ**  
PhD Candidate  
University of Minho

**ALBERTO BARONTINI**  
Post-Doctoral Researcher  
University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
University of Minho

### **ABSTRACT**

The structural integrity of masonry wall panels is crucial to civil engineering applications, particularly in areas subject to seismic hazards. While extensive research has been conducted on the behaviour of masonry structures against earthquakes, less attention has been given to the sequential effect of pre-existing ground settlement and subsequent ground motion. This study presents the design of a novel testing apparatus and the preliminary results of a comprehensive experimental programme aiming at investigating the combined effects of settlement and in-plane tilting on dry-joint wall panels. As part of this experimental campaign, 1/4-scale granite blocks were used to build masonry panels representative of unreinforced masonry façades. The characteristics of the testing apparatus and protocol were thoroughly described and some main features of the mock-ups at failure were analysed and reported.

**Key words:** Tilting table tests; Seismic assessment; Induced settlement; Soil-structure interaction; Dry-joint masonry structures.

## 1. INTRODUCTION

Unreinforced Masonry (URM) structures constitute a significant portion of the built environment around the world, encompassing a diverse range of structures, including residential buildings, infrastructures and monuments. In some countries, these structures account for a significant percentage of the total building collection [1]. Soil-settlement-induced damage is often present in URM structures due to the construction process and weak foundations but can also originate from natural and man-made hazards such as landslides, floods, earthquakes [2] and tunnelling [3]. A correct understanding and prediction of the response of URM to differential soil settlement requires a comprehensive framework incorporating soil-structure interactions [4]. Conversely, experimental challenges arise from the complexity of replicating the entire coupled system (soil-foundation-superstructure) in a laboratory environment, leading researchers to investigate the structural behaviour by imposing predefined vertical displacements at the foundation directly (uncoupled approach) [5]–[8].

Experience demonstrated that masonry structures are highly vulnerable to even moderate earthquakes due to factors such as poor ductility, brittle behaviour, potentially low strength, substantial mass, and weak connections between walls or between walls and horizontal structural components [9]–[11]. Poor maintenance and pre-existing damage dramatically increase this vulnerability. To ensure the resilience and safety of the built environment, particularly URM buildings, it is, thus, essential to comprehend the combined effects of cumulative damage and acknowledge simultaneous and consecutive impacts of hazards such as ground settlement and ground motion.

This paper aims to discuss the design of a new experimental facility, hosted at the University of Minho, that evaluates the cumulative damage due to seismic loads on already damaged masonry specimens caused by ground settlements, by allowing the execution of combined settlement-tilting tests. The procedure consists of two different phases: (1) use a hydraulic jack to introduce a localised vertical displacement of the wall until causing minor/moderate damage; (2) tilt the wall until collapse.

Upon the description of the testing apparatus, the paper aims to introduce to an envisaged comprehensive experimental programme whose goal is to investigate the parameters that mostly influence the structural response of significant masonry prototypes subject to subsequent settlement and seismic action. To this end, the preliminary results obtained on freestanding walls subject to short end-settlement and tilting are presented.

## 2. DESCRIPTION OF THE EXPERIMENTAL FACILITY

The settlement table currently hosted at the facility of the University of Minho comprises two parts (Figure 1): table one for settlement, and table two for tilting, as reported by [12].

Table one includes a steel plate measuring 1000 mm by 1500 mm by 10 mm, which is welded with various steel profiles (HEA 120) positioned inside and around the perimeter to enhance rigidity. Three support beams have been strategically placed to stabilise the table during the settlement process.

Table two includes a steel plate measuring 1500 mm by 1500 mm by 10 mm, which is welded together with various IPE 80 steel profiles positioned inside and around the perimeter. Two double T profiles are used in the construction of the stable foundation, which is secured to the floor using screws. On one side, the plate is hinged to one of these supports, whereas on the other end, the plate is only supported by the other

double T profile. A hook hangs the table from the indicated free extremity through a steel wire.

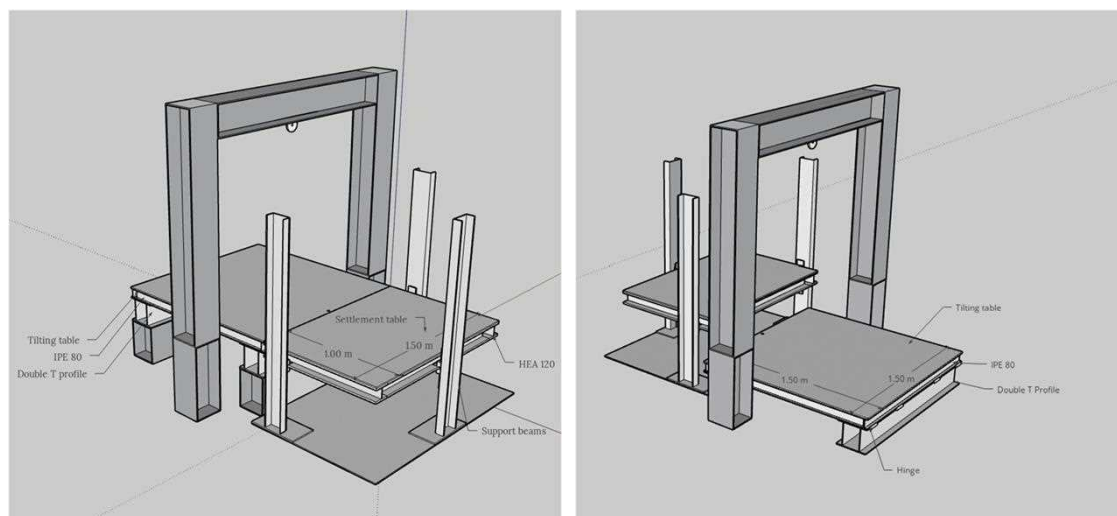


Figure 1 – 3D drawings of the experimental facility.

In order to study the consequent settlement and tilting of the walls, the tilting table is used exclusively. To induce a differential settlement, a series of boxes (400 mm high and 135 mm wide) with varying lengths (240, 300, 360 and 480 mm) have been prepared beforehand and fixed onto the table using U profiles (Figure 2 (a)). Such fragmented support allows to simulate different lengths of the portion of the wall subject to settlement both for end- and mid-settlement configurations, just by removing one or more boxes. Indeed, these boxes are fully adjustable and can be repositioned as required for the experiment. For instance, Table 1 presents four possible configurations of varying end-settlement lengths, obtained by placing different boxes near each other. Regarding the settlement lengths, the portion of the wall involved is supported by a wooden table connected through a steel plate to a 4-ton hydraulic jack. To ensure recording changes in the weight of the portion of the wall supported by the table and involved in the settlement, a 20-ton load cell has been placed in between the hydraulic jack and a steel plate (Figure 2 (b)). Finally, the hydraulic jack has been attached to the table using a U profile. Additionally, a Linear Variable Differential Transformer (LVDT) has been installed on the side of the box wall to record the exact extent of the vertical displacement (Figure 2 (c)).

To ensure a slow and controlled speed during the static test, an electric winch and a pulley system with nine pulleys have been installed (Figure 2 (d)). This is essential as the electric winch only provides two different speeds (8 and 4 m/s), both considered too fast for the envisaged pseudo-static analysis. The integration of a pulley system into the setup induced a modification of the force and distance, resulting in a trade-off between force and velocity. By leveraging a mechanical advantage, the pulley system effectively slowed down the electric winch while simultaneously increasing the force exerted. Therefore, the extent of the mechanical advantage achieved is dependent on the configuration and number of pulleys employed. Nine pulleys were employed, resulting in a final speed of about 0.030 m/s.

A two-camera Digital Image Correlation (DIC) system with a very high acquisition rate has been used to record the displacement of the blocks during settlement and tilting (Figure 2 (e)).



Table 1 – Box and settlement combinations.

Box combination - Length (mm)	End-settlement - Length (mm)
480 – 360 – 240	240
480 – 360	480
480 – 300	540
480 – 240	600
480	840

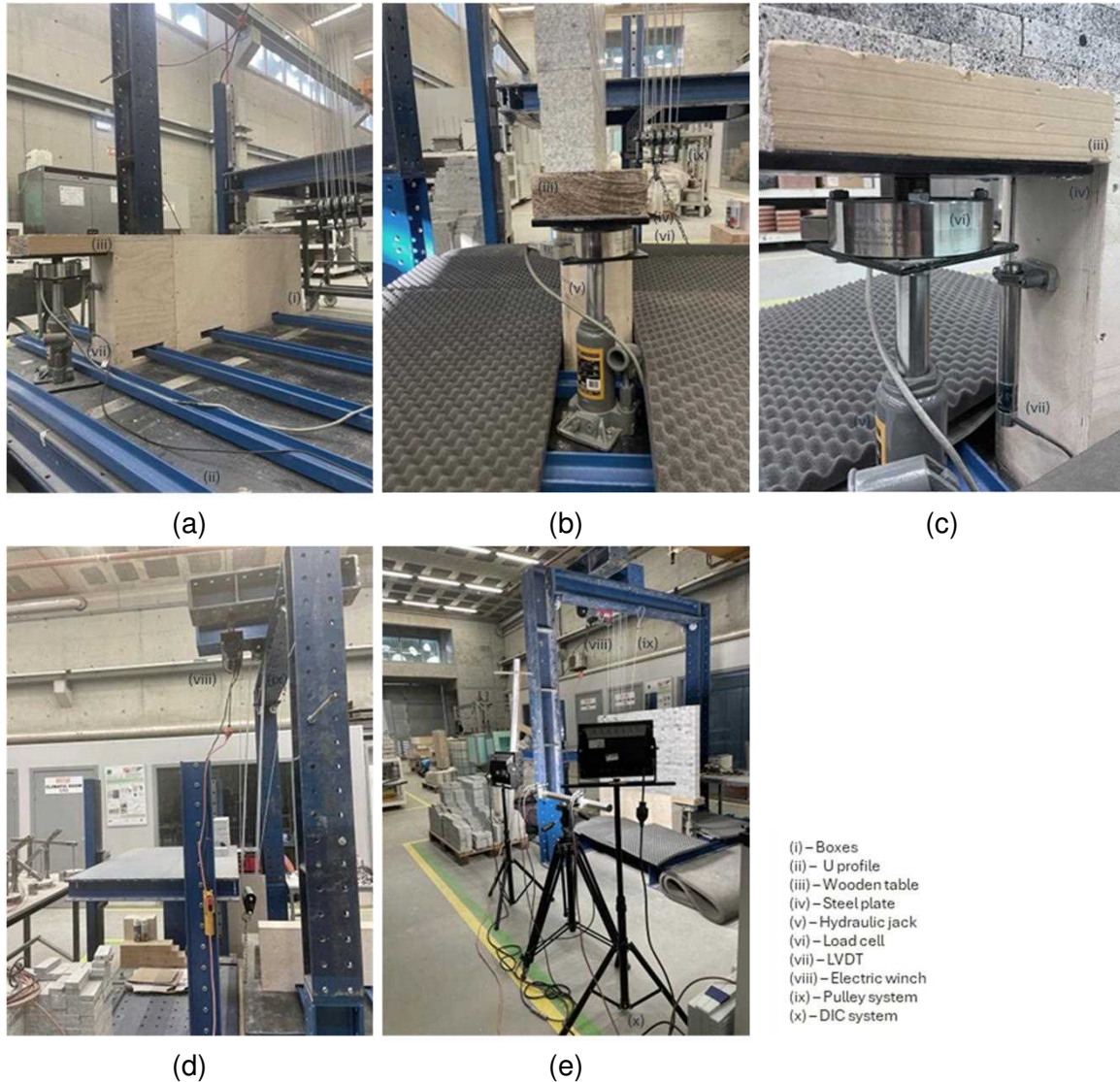


Figure 2 – Combined action experimental set-up.

### 3. IN-PLANE DAMAGE OF SHEAR WALLS DUE TO COMBINED ACTIONS

The envisaged experimental programme explores the impact of sequential actions (settlement and tilting) on URM structures, with a specific focus on masonry façades of historic non-monumental buildings. The test design implements a parametric analysis, upon the definition of a relevant prototype and the identification of the key factors that affect its structural response. Here described, the prototype is a masonry freestanding wall. The main features analysed are the height of the wall, the location and length of the portion subject to settlement, and the location of the axis of rotation. In what concerns the location, end-settlement followed by tilting around the settled corner is the

main focus of this campaign. Besides these parameters, considered constant, the levels for the other two parameters are: (1) wall height - 2000, 3000, 5000 mm; (2) settlement length – 960, 1920, 2160, 2400, 3360 mm. The wall dimensions chosen for the experimental campaign were selected following standard measures for masonry structures. Aiming at a 1/4 scale, the previous parameters, in the mock-ups, are reduced to: (1) wall height - 0513, 0756, 1242 mm; (2) settlement length – 240, 480, 540, 600, 840 mm. Besides the characteristics of the wall, the extent of settlement before the tilting has been treated as an additional variable factor, encompassing the following level: (1) 5 mm (2) 10 mm (3) 25 mm and (4) 50 mm. Following a full factorial design of the experiment, all the combinations of the aforementioned levels are considered, summing up to 120.

The mock-ups are dry-joint, ensuring reuse of materials, quick assembling and testing and, ultimately, the sustainability of the experimental programme, yet being representative of several weekly mortared or dry joints historical URM wall buildings [13]–[15]. For a statistical analysis of the results, three repetitions of each combination of levels have been conducted, in order to ensure repeatability.

In the following sections, the preliminary results of this unprecedented extensive campaign are presented and briefly discussed. To this end, it is worth noting that three main mock-ups have been tested:

- 513 mm high wall subjected to 5 mm settlement over 240 mm length;
- 513 mm high wall subjected to 5 mm settlement over 480 mm length ; and
- 513 mm high wall subjected to 5 mm settlement over 600 mm length.

### 3.1 Material characterisation

The mock-ups are made of 1/4-scale granite blocks, extracted and sawn in the North of Portugal. A characterisation campaign has been planned and is currently ongoing for the evaluation of the geometry and the material properties of both the blocks and the dry joints. To define the geometry, accounting for uncertainties in the production, a large sample of blocks was measured. Table 2 reports the dimensions and density of the masonry units. In this table, the mean value ( $\mu$ ) and coefficient of variation (CV) are provided.

Table 2 – Dimensions and density of the masonry units.

Dimensions (m)						Density (kg/m <sup>3</sup> )	
l		w		t		$\mu$	CV
$\mu$	CV	$\mu$	CV	$\mu$	CV		
0.12	0.05%	0.06	0.21%	0.027	0.79%	2.63	0.48%
0.06	0.27%	0.06	0.27%	0.028	1.16%	2.63	0.30%

To characterise the material properties, tests of the following features have been planned: (1) friction coefficient through pseudo-static tilting tests; (2) compressive strength and Young's modulus of the units through compression tests; (3) joint normal and shear stiffness through joint closure tests and direct shear box tests.

Hereafter, the results of the pseudo-static tilting tests are discussed. To this end, the tests have been conducted by placing two units one on top of the other on the tilting table. The bottom block was attached to the table using double-sided tape, while the top unit was allowed to move freely. An inclinometer was used to measure the sliding angle. Due to the manufacturing process, the roughness of the two faces was not consistent. Therefore, four different combinations were tested for each block: (1) rough-rough; (2) rough-smooth; (3) smooth-rough; and (4) smooth-smooth. Each block was tested with both top and bottom surfaces. Additionally, each configuration was tested twice. A total of 72 tests were conducted, resulting in a mean value of 0.51, with a

range between 0.39 and 0.65. No correlation between the static coefficients and the roughness of the blocks was found.

### 3.2 Preliminary results

The preliminary results here discussed refer to the  $1320 \times 60 \times 513 \text{ mm}^3$  mock-up, corresponding to eleven blocks along the wall length and nineteen blocks along the wall height. The joints have been strategically staggered between the layers. The end-portion of the wall was subject to 5 mm settlement and then the complete wall was subject to tilting around the settled corner. More in detail, for the tests conducted in this work: (1) the timber plate moved downwards 5 mm, and (2) the table was tilted until collapse.

According to the height of the wall and the settlement length, settlements are categorised into small, medium, or large. Mastrodicasa [16] proposed a simple analytical approach to predict the collapse mechanism of wall panels subject to mid- and end-settlement, by equating the normal and shear stress formulas for distinct wall height and settlement length, predicting the occurrence of a prevailing shear or a bending failure. A settlement length equal to half the wall height is considered the boundary between the two mechanisms. The analysis reveals that the first configuration will likely experience a shear mechanism, while Configurations II and III may fail in bending (Table 3). However, it is worth noting that the value of  $h/2$  is proximate to the settlement length generated in the first combination. As a result, a combination of shear and bending damage is expected to occur.

Table 3 – Expected damage.

Settlement length (l)	Height of the wall (h)	Expected damage
240 mm	513 mm	$l < h / 2$ - Shearing
480 mm		$l > h / 2$ - Bending
600 mm		

The conditions of the three different analysed configurations at the end of the settlement and before tilting collapse are shown in Figure 3, Figure 4 and Figure 5. The results revealed that three macro-blocks were affected by settlement damage. The first of these blocks exhibited a 'stair-stepped' pattern, in the portion supported by the wooden table. A second block, located at the left bottom side of the panel, remained undeformed. Finally, a third, intermediate, block was partially affected by the settlement and, during the tilting, rotated around the outer right vertex of the fixed macro-block, being subjected to sliding and rocking. At the end of the settlement, in Configuration I, a clear shear response was activated. Conversely, Configurations II and III, despite a shear crack at the base, likely due to the dry joints masonry adapting to the settlement, exhibited two separate vertical cracks, caused by bending, within the central macro-block.



Figure 3 – Combined action – settlement length 240 mm.



Figure 4 – Combined action – settlement length 480 mm.

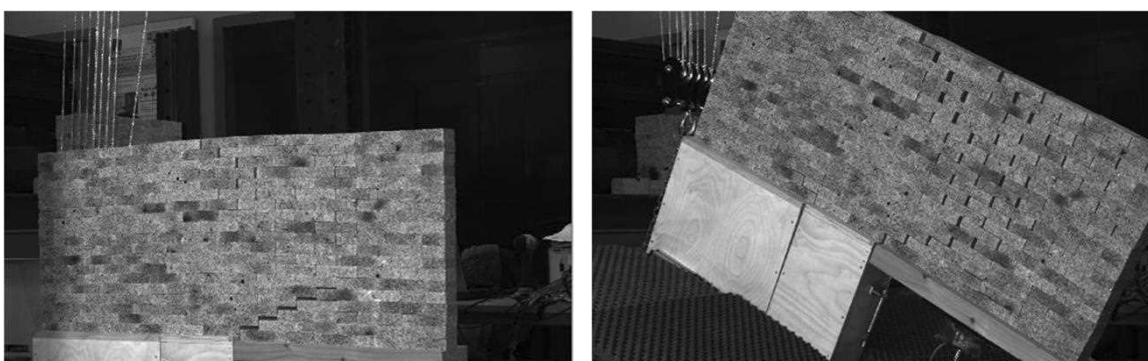


Figure 5 – Combined action – settlement length 600 mm.

The experimental determination of the load factor for the masonry wall was accomplished. During each test, the tilting angle was recorded. The load factor, which represents the ratio of lateral to gravitational load, was then derived using the tangent of the critical angle at the point of incipient collapse. Tests were conducted following a documented procedure, and results are presented in Table 4. With an average value of 0.49, the static load factors are highly consistent among the different configurations.

Table 4 – Experimental results: Load multiplier ( $\lambda_\alpha$ )

Configuration	Average tilting angle (Deg)	Load factor ( $\lambda_\alpha$ )
Configuration I	26.01	0.49
Configuration II	25.52	0.48
Configuration III	26.39	0.50

## 4. CONCLUSIONS

The paper presented the description of a recently designed and installed testing apparatus to experimentally simulate subsequent settlement and tilting of masonry walls. The characteristics of this facility were discussed in detail due to the relevance of such combined tests, yet rather overlooked in the literature. Moreover, the envisaged stages of a comprehensive experimental programme to be conducted at this facility have been reported. This programme comprises the parametric analysis of the factors that mostly influence the structural response of significant masonry wall prototypes subject to the two combined effects. Finally, the preliminary results of the testing campaign focused on freestanding dry joint walls have been discussed.

The testing procedure was found to be highly repeatable, confirming the quality of the designed setup and protocol. The emerging damage mechanism at the end of the settlement was compared with the prediction of the simple analytical formulation provided by [16], showing a good agreement. The crack pattern at the incipient tilting collapse is fostered by the preexisting settlement-induced damage, highlighting the critical role of the cumulative effect.

Overall, this work is considered a preliminary phase towards understanding how masonry structures are affected by combined actions due to ground settlement followed by ground motion. Additionally, the experimental results will serve as a validation and calibration framework for possible analytical and numerical work.

## 5. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB/04029/2020 (doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020), and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. This work is financed by national funds through FCT – Foundation for Science and Technology, under grant agreement [2023.00968.BD] attributed to the 1st author.

## 6. REFERENCES

- [1] T. M. Frankie, S. M. Asce, B. Gencturk, A. M. Asce, A. S. Elnashai, and F. Asce, “Simulation-Based Fragility Relationships for Unreinforced Masonry Buildings,” 2013, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943.
- [2] İ. E. Bal, D. Dais, E. Smyrou, and V. Sarhosis, “Monitoring of a Historical Masonry Structure in Case of Induced Seismicity,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 15, no. 1, pp. 187–204, 2021, doi: 10.1080/15583058.2020.1719230.
- [3] H. J. Burd, W. N. Yiu, S. Acikgoz, and C. M. Martin, “Soil-foundation interaction model for the assessment of tunnelling-induced damage to masonry buildings,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 119, Jan. 2022, doi: 10.1016/j.tust.2021.104208.
- [4] S. Ritter, G. Giardina, M. J. DeJong, and R. J. Mair, “Centrifuge modelling of building response to tunnel excavation,” *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 18, no. 3, pp. 146–161, May 2018, doi: 10.1680/jphmg.16.00053.
- [5] G. Giardina, A. Marini, M. A. N. Hendriks, J. G. Rots, F. Rizzardini, and E. Giuriani, “Experimental analysis of a masonry façade subject to tunnelling-induced settlement,” *Eng Struct*, vol. 45, pp. 421–434, Dec. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.06.042.

- [6] G. Giardina, A. Marini, P. Riva, and E. Giuriani, "Analysis of a scaled stone masonry facade subjected to differential settlements," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 14, no. 10, pp. 1502–1516, Nov. 2020, doi: 10.1080/15583058.2019.1617911.
- [7] F. Portioli and L. Cascini, "Assessment of masonry structures subjected to foundation settlements using rigid block limit analysis," *Eng Struct*, vol. 113, pp. 347–361, Apr. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.002.
- [8] R. Gagliardo, F. P. A. Portioli, L. Cascini, R. Landolfo, and P. B. Lourenço, "A rigid block model with no-tension elastic contacts for displacement-based assessment of historic masonry structures subjected to settlements," *Eng Struct*, vol. 229, Feb. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111609.
- [9] P. B. Lourenço, N. Mendes, L. F. Ramos, and D. V. Oliveira, "Analysis of masonry structures without box behavior," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 5, no. 4–5, pp. 369–382, 2011, doi: 10.1080/15583058.2010.528824.
- [10] P. B. Lourenço, N. Mendes, A. A. Costa, and A. Campos-Costa, "Methods and Challenges on the Out-of-Plane Assessment of Existing Masonry Buildings," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 11, no. 1. Taylor and Francis Inc., p. 1, Jan. 02, 2017. doi: 10.1080/15583058.2017.1237114.
- [11] N. Mendes and P. B. Lourenço, "Sensitivity analysis of the seismic performance of existing masonry buildings," *Eng Struct*, vol. 80, pp. 137–146, Dec. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.005.
- [12] N. Savalle *et al.*, "Large Static Testing Equipment: Design and Testing of a Settlement Facility," in *RILEM Bookseries*, vol. 41, Springer Science and Business Media B.V., 2023, pp. 171–183. doi: 10.1007/978-3-031-29191-3\_15.
- [13] C. Casapulla, A. Maione, L. U. Argiento, and E. Speranza, "Corner failure in masonry buildings: An updated macro-modeling approach with frictional resistances," *European Journal of Mechanics, A/Solids*, vol. 70, pp. 213–225, Jul. 2018, doi: 10.1016/j.euromechsol.2018.03.003.
- [14] F. Portioli, C. Casapulla, L. Cascini, M. D'Aniello, and R. Landolfo, "Limit analysis by linear programming of 3D masonry structures with associative friction laws and torsion interaction effects," *Archive of Applied Mechanics*, vol. 83, no. 10, pp. 1415–1438, Oct. 2013, doi: 10.1007/s00419-013-0755-4.
- [15] L. F. Restrepo Vélez, G. Magenes, and M. C. Griffith, "Dry stone masonry walls in bending-Part I: Static tests," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 8, no. 1, pp. 1–28, Jan. 2014, doi: 10.1080/15583058.2012.663059.
- [16] S. Mastrodicasa, *Dissesti statici delle strutture edilizie: Diagnosi – consolidamento; Istituzioni teoriche; Applicazioni pratiche*, Nona Edizione. 1993.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**OPTIMAL INTENSITY MEASURES FOR PROBABILISTIC SEISMIC  
DEMAND MODELS OF HISTORICAL MASONRY BUILDINGS  
CONSIDERING IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE RESPONSE**

**DANIEL CAICEDO**

PhD Candidate  
University of Minho

**SHAGHAYEGH KARIMZADEH**

Postdoctoral researcher  
University of Minho

**VASCO BERNARDO**

Postdoctoral researcher  
University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO**

Full Professor  
University of Minho

**ABSTRACT**

This research focuses on the identification of optimal Intensity Measures (IMs) for the probabilistic seismic demand analysis of historical masonry buildings. Two case study structures are modelled in the OpenSees environment using three-dimensional macroelements that consider both the in-plane and out-of-plane response of masonry walls. A large set of real accelerograms is selected using unconditional selection, i.e., non-dependent from structural periods. After conducting non-linear time history analyses, IMs are ranked according to the notions of efficiency, practicability, proficiency, and sufficiency. Further, a composed measure is proposed as a combination of the IMs that exhibit the best coefficient of determination ( $R^2$ ) within the IM vs. Engineering Demand Parameter (EDP) regression. Consistent Probabilistic Seismic Demand Models (PSDMs) and fragility curves are derived from cloud analysis afterwards.

**KEYWORDS:** Probabilistic seismic demand model, Historical masonry buildings, Out-of-plane response, Fragility curves.



## Introduction

Historical masonry buildings, which can be found throughout Europe, are vulnerable structures that can be severely affected by earthquake ground motions. On top of that, the majority of these structures represent cultural heritage, for which it is necessary to adopt competent tools to assess seismic vulnerability. In this regard, Performance-based earthquake engineering (PBEE) can be adopted for the prediction of the performance of complex structures at different levels of damage state (DS) [1,2]. Moreover, Probabilistic Seismic Demand Analysis (PSDA) has become an important element of seismic risk mitigation and decision-making in the context of PBEE [3].

The basis of PSDA and associated Probabilistic Seismic Demand Models (PSDMs) have been thoroughly discussed in [4,5]. The ultimate outcome of PSDA is a seismic fragility curve and the selection of optimal IM parameters. Besides seminal works oriented to building structures [6,7], bridges [8,9], or concrete dams [10], other structure typologies have been approached in this framework, including transmission towers [11], pile group-supported bridges [12], open-pit slopes [13], and concrete face rockfill dams [14]. Specifically, Vargas-Alzate *et al.* [15] examined the accuracy of IMs in predicting the seismic response of building classes considering near- and far-fault ground motions. Recently, Guo *et al.* [16] proposed a general procedure to identify the optimal IMs for long span cable-stayed bridges based on generalized linear regression models.

This study aims to identify optimal IMs to develop PSDMs of Historical masonry buildings. The nonlinear numerical models of two case study buildings, representative of stiff monumental masonry structures and tall and slender residential masonry buildings, are developed in the OpenSees software package [17]. A set of 100 ground motion records, classified according to their IMs, are utilized to perform nonlinear time history analyses. Optimal IMs are evaluated based on statistical indicators of PSDMs, which are the coefficient of determination, dispersion, practicality, and proficiency. In addition, Lasso regression [18] is adapted to derive a composed metric (lcomp) that better describes the seismic behaviour of historical masonry buildings as a linear combination of the IMs with the best correlation. Finally, cloud-based fragility curves are drawn to compare the performance of lcomp in the seismic fragility analysis of masonry structures against individual IMs.

## 1. CASE STUDIES DEFINITION AND NUMERICAL MODELLING

### 1.1. Description of the buildings' topology

The Holsteiner Hof building is a 2-storey stone masonry building representing stiff monumental heritage structures. The building has a regular rectangular plan with dimensions of 26.00 m × 14.00 m. The height of each storey is 4.50 m. The wall and spandrels thicknesses are 60 cm and 30 cm, respectively. Triangular gables at the top have a thickness of 45 cm. The floor system is composed of timber beams, simply supported on the walls in the shorter direction, and a layer of planks nailed directly to the beams. Hence, horizontal forces are assumed to be transferred as friction forces. The roof system is composed of a wooden truss structure. Minor retrofitting interventions were reported during 1976–1979 that, in general, did not modify the structural system.

On the other hand, the Lausanne Malley is a 6-storey structure representative of tall and slender residential masonry buildings. The building is regular in plan with dimensions of 14.00 m × 12.00 m. The storey height oscillates within the range of 2.80 – 3.20 m. Accordingly, the wall thickness varies from 60 to 25 cm, along with the height of the building. The floor system is composed of timber beams, simply supported on the walls in the shorter direction, and a layer of planks nailed directly to the beams. Thus, as with the Holsteiner Hof building, the horizontal forces are transferred as friction forces. The

roof system is composed of a wooden truss structure. Seismic retrofit of the building was reported recently in [19].

## 1.2. Modelling approach

Both structures are modelled in OpenSees [17] using 3D macroelements [20] to account for IP and OOP effects. The macroelement is formulated as a one-dimensional element with two nodes at the element ends and one additional node at the midspan. The element is able to capture the IP and OOP response through three sectional models applied at the element ends and at the central section (P- $\Delta$  formulation is considered to capture the nonlinear geometrical effects). Drift values can be calculated individually for flexural and shear deformations by considering the rotations and lumped shear deformations at the central node. Exceeding the limits in drift values will lead to the loss of lateral strength of the element.

The floor system is modelled using orthotropic elastic membranes with higher stiffness in the direction of the beam span and lower stiffness in the other direction (i.e., membrane definition is given by the two moduli of elasticity in the orthogonal directions, shear modulus, and thickness of the diaphragm). Floor-to-wall connections are modelled to account for nonlinear behaviour and potential connection failure at the beam support that can result in the OOP failure of a pier element. Likewise, zero-length elements are used to model the frictional interfaces and possible relative displacement between the nodes. A zero-length wall-to-wall interface with linear elastic behaviour in compression, no crushing, and a finite tensile strength with exponential softening is used to simulate the formation of vertical cracks and separation of the orthogonal walls due to poor interlocking, which might lead to potential OOP failure of the macroelement.

A 5% proportional Rayleigh damping is assumed within the non-linear dynamic simulations, and a secant stiffness damping model is adopted to avoid overdamping in the OOP failure mechanism and to capture the full OOP rocking response. Table 1 summarizes the Modelling parameters adopted as the mean or median values reported by Tomić *et al* [21]. The symbol (\*) over the values in the third column of Table 1 denotes the median value taken from a lognormal distribution.

Fig. 1 illustrates the numerical models of the Holsteiner Hof and Lausanne Malley buildings, respectively, as well as their first three vibration periods.

Table 1- Masonry and modelling parameters.

Parameter	Definition	Mean value
<b>Masonry Parameters</b>		
$E_m$ [Pa]	Modulus of elasticity [22–24]	$3.5 \times 10^9$
$G_m$ [Pa]	Shear modulus [22–24]	$1.5 \times 10^9$ *
$f'_{cm}$ [Pa]	Compressive strength [22–24]	$1.3 \times 10^6$
$c_m$ [Pa]	Cohesion [22–24]	$2.33 \times 10^5$ *
$\mu_m$ [-]	Friction coefficient [22–24]	0.25*
$\rho$ [kg]	Density [22–24]	2000
<b>Modelling Parameters</b>		
$k_{floor}$ [-]	Floor stiffness factor [25,26]	1*
$f_w$ [-]	Wall-to-wall connection factor [27]	1*
$\mu_{f-w}$ [-]	Floor-to-wall friction coefficient [28,29]	1*
$\delta_{c,flexure}$ [-]	Drift capacity in flexure [30]	0.01035*
$\delta_{c,shear}$ [-]	Drift capacity in Shear [30]	0.007*
$\zeta$ [-]	Damping ratio [28]	0.05

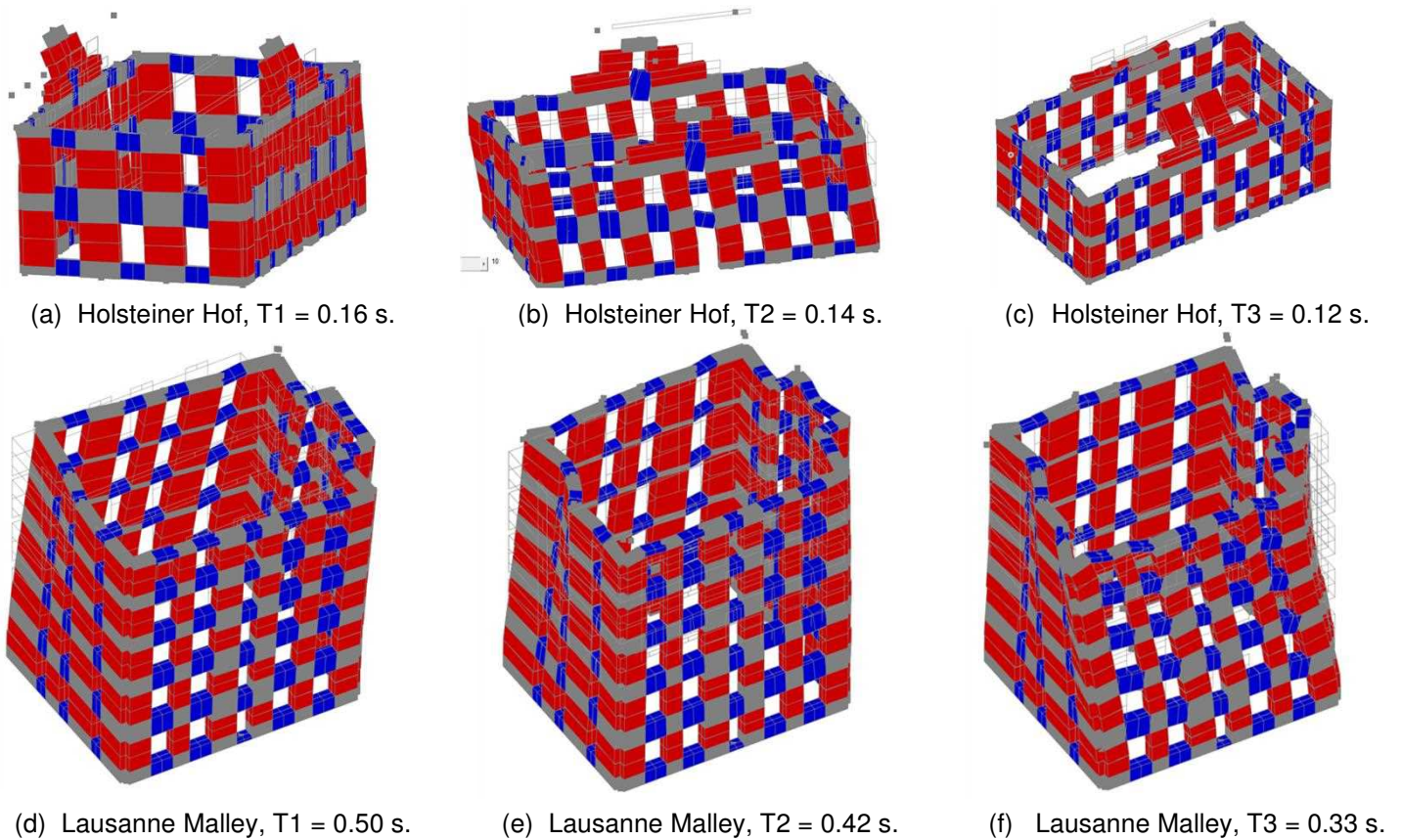
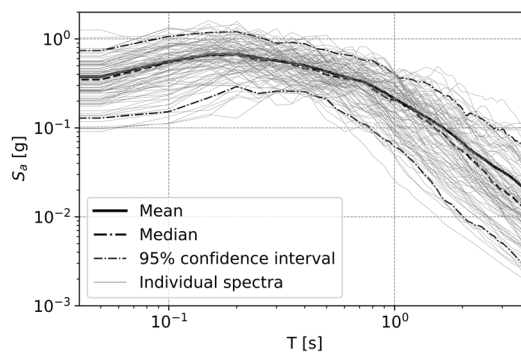


Fig. 1 - Numerical models and fundamental vibration periods.

## 2. SEISMIC INPUT DEFINITION

Unconditional selection [31], independent from structural periods, was adopted to select 100 accelerograms as seismic input for the PSDMs. The seismological parameters for selection are set as:  $4.5 \leq M_w \leq 7.8$ ;  $90 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 1050 \text{ m/s}$ ;  $RJB \leq 185 \text{ km}$ . Fig. 2 shows the 5% damped geometric mean spectral acceleration ( $S_a$ ) of the selected records alongside the mean, median, and 95% confidence interval. All accelerograms are classified according to their seismological characteristics and IMs. A classification similar to the one presented by Hariri-Ardebili and Saouma [10] is adopted to subdivide IMs into period and duration-related, ground motion dependent scalars, ground motion dependent compound, structure-independent spectral, and structure-dependent spectral IMs.

Fig. 2 - 5% damped geometric mean  $S_a$  of selected records.

### 3. PROBABILISTIC SEISMIC DEMAND MODELS

PSDMs refer to the conditional probability of an EDP reaching or exceeding a certain level of  $edp$ , given a seismic IM level, i.e.,  $P(\text{EDP} \geq edp | \text{IM})$ . As specified by Cornell et al. [32] the median seismic demand vs. IM regression ( $\eta_{\text{EDP}|\text{IM}}$ ) normally follows a power-law function, linear in the logarithmic scale. Thus, the form and logarithmic standard deviation ( $\beta_{\text{EDP}|\text{IM}}$ ) of the assumed PSDM can be described through the following set of equations:

$$\eta_{\text{EDP}|\text{IM}} = a \text{IM}^b \quad (1)$$

$$\beta_{\text{EDP}|\text{IM}} \cong \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln edp_i - \ln \eta_{\text{EDP}|\text{IM}})^2}{n-2}} \quad (2)$$

where  $a$  and  $b$  are the regression constants; and  $n$  is the total number of ground motion considered for the non-linear time history analyses.

Additionally, a composed measure ( $I_{\text{comp}}$ ) is proposed as a linear combination of the IMs that exhibit the best  $R^2$  within the EPD vs. IM regression. Lasso regression [18] is adapted to identify the necessary IMs, and then derive the optimal  $I_{\text{comp}}$  that best describes the dynamic response of the masonry buildings in terms of EDPs. Equation (3) defines the cost function to minimize in the Lasso regression:

$$f(\theta) = \sum_{i=1}^m (y_i - \mathbf{x}_i^T \boldsymbol{\theta})^2 + \lambda \sum_{i=1}^m |\theta_i| \quad (3)$$

where  $\boldsymbol{\theta} = [\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n]^T$  is the regression coefficient vector;  $\mathbf{x}_i = [x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{in}]^T$  is the  $i^{\text{th}}$  input variable vector;  $y_i$  is the  $i^{\text{th}}$  observed response; and  $\lambda$  is a positive number that controls the shrinkage, so the larger the value of  $\lambda$ , the greater the amount of shrinkage. Hence, the formulation for  $I_{\text{comp}}$  is given as:

$$I_{\text{comp}} = \prod_{i=1}^m \text{IM}_i^{\theta_i} \quad (4)$$

with  $m$  as the number of relevant IMs for the structure under analysis, recognised as those that exhibit the best correlation in the EPD vs. IM regression ( $R^2 \geq 0.6$  is assumed). In this regard, Table 2 delivers the information from the PSDMs for individual IMs alongside the values from the assessment of IMs in terms of efficiency, practicability, proficiency, and sufficiency [33]. IMs are sorted from the lowest to the highest dispersion,  $\beta_{\text{EDP}|\text{IM}}$ , i.e., the most efficient to the least efficient one. Only IMs with  $R^2 \geq 0.6$  are reported since they are preselected for the derivation of  $I_{\text{comp}}$  afterwards. The preselected IMs for the Holsteiner Hof building correspond to Peak Ground Acceleration, PGA; Effective Peak Acceleration, EPA; Improve Effective Peak Acceleration, IEPA [34]; Acceleration Spectrum Intensity [35], ASI; Cordova intensity [36],  $S_a^*$ ; and Vamvatsikos intensity [37], either  $\overline{S}_a$  or  $\underline{S}_a$ . In the case of the Lausanne Malley the preselected IMs correspond to Peak Ground Velocity, PGV; Modified Acceleration Spectrum Intensity [38], ASI<sup>\*</sup>; Velocity Spectrum Intensity, VSI; spectral acceleration, velocity, and displacement at the fundamental period T1,  $S_a(T_1)$ ,  $S_v(T_1)$ ,  $S_d(T_1)$ , respectively; and  $S_a^*$ ,  $\overline{S}_a$ , and  $\underline{S}_a$ .

In general, it is observed how the values of modified dispersion,  $\zeta$ , follow the same ascending trend as  $\beta_{\text{EDP}|\text{IM}}$ , denoting from the most to least proficient IMs. Inversely, correlation values,  $R^2$ , decrease as the values of  $\zeta$  and  $\beta_{\text{EDP}|\text{IM}}$  increase. The preselected IMs for the Holsteiner Hof building correspond to acceleration-related metrics, which is consistent with the behaviour of short-period structures [39]. In contrast, the analysis of the Lausanne Malley building pointed out to a combination of acceleration, velocity and

displacement-related

IMs.

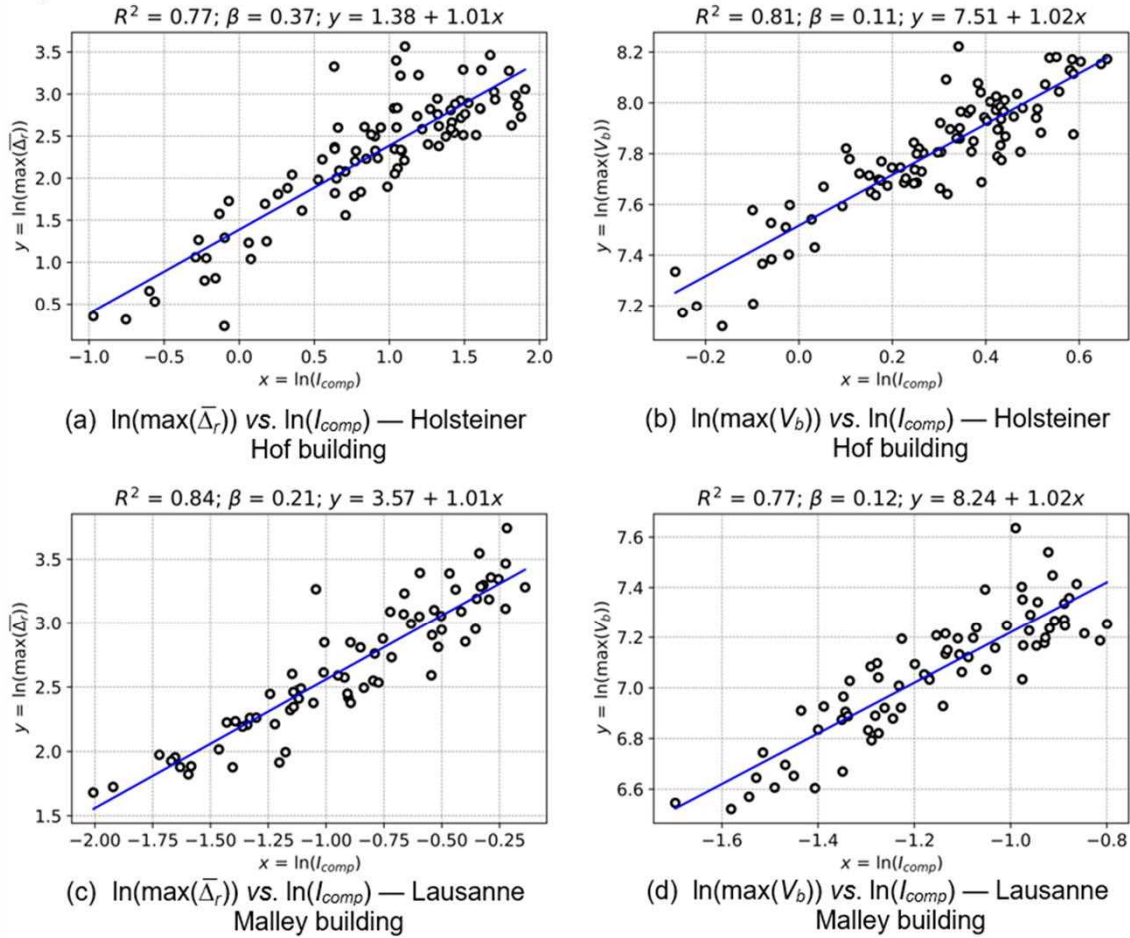


Fig. 3 portrays the PSDMs derived after  $I_{comp}$  for both global metrics under analysis (i.e., maximum average roof displacement,  $\max(\bar{\Delta}_r)$ ; and maximum base shear,  $\max(V_b)$ ). A considerable improvement is observed for the derived PSDMs in terms of correlation, efficiency, practicability, and proficiency.

Now, PSDM-based fragility curves, obtained after the aggregation of the results from cloud analysis, are derived to examine the effect of  $I_{comp}$  in the seismic fragility analysis of masonry structures.

Fig. 4 presents the fragility curves for both case study buildings at collapse DS considering the standardized values of IM through min-max normalization. Collapse DS is defined by values of  $\max(\bar{\Delta}_r)$  larger than 40 mm and 45 mm for the Holsteiner Hof building and the Lausanne Malley building, respectively. For the Holsteiner Hof building, the prediction of collapse is less conservative using the  $I_{comp}$  as the independent variable, and its performance is comparable with the results of  $S_a^*$ ,  $\bar{S}_a$ ,  $\underline{S}_a$ , and PGA. Conversely, for the Lausanne Malley building, the prediction of collapse is similar for any of the assessed IMs, being the prediction computed through  $I_{comp}$  approximately on the average of all IMs.

Table 2 - Optimal IM assessment.

EDP		max( $\bar{\Delta}_r$ )					EDP		max( $V_b$ )				
IM	$b$	$\beta_{EDP IM}$	$\zeta$	$R^2$	$p$ -value		IM	$b$	$\beta_{EDP IM}$	$\zeta$	$R^2$	$p$ -value	
					$M_w$	$R_{JB}$						$M_w$	$R_{JB}$
<i>Holsteiner Hof</i>													
EPA	2.00	0.40	0.20	0.73	0.24	0.38	EPA	0.66	0.11	0.17	0.80	0.14	0.89
ASI	2.00	0.40	0.20	0.73	0.24	0.38	ASI	0.66	0.11	0.17	0.80	0.14	0.89
$S_a^*$	1.72	0.43	0.25	0.68	0.11	0.15	$\bar{S}_a$	0.59	0.11	0.19	0.78	0.09	0.62
$\bar{S}_a$	1.75	0.43	0.25	0.69	0.17	0.30	IEPA	0.62	0.12	0.20	0.74	0.10	0.83
IEPA	1.75	0.49	0.28	0.60	0.21	0.81	$S_a^*$	0.55	0.14	0.25	0.69	0.08	0.54
PGA	1.46	0.50	0.35	0.57	0.01	0.09	$\bar{S}_a$	0.48	0.14	0.29	0.68	0.01	0.34
$\bar{S}_a$	1.34	0.52	0.39	0.54	0.04	0.30	PGA	0.49	0.15	0.30	0.63	0.00	0.21
<i>Lausanne Malley</i>													
$S_a(T_1)$	1.08	0.26	0.24	0.75	0.36	0.71	PGV	0.45	0.15	0.33	0.66	0.00	0.00
$S_d(T_1)$	1.08	0.26	0.24	0.75	0.36	0.70	ASI*	0.50	0.16	0.32	0.61	0.01	0.00
$S_v(T_1)$	1.18	0.27	0.23	0.72	0.20	0.70	$S_v(T_1)$	0.51	0.16	0.31	0.59	0.36	0.02
$\bar{S}_a$	0.99	0.27	0.27	0.73	0.44	0.07	VSI	0.39	0.17	0.44	0.52	0.01	0.00
PGV	0.91	0.31	0.34	0.63	0.64	0.66	$S_a(T_1)$	0.44	0.17	0.40	0.52	0.36	0.01
ASI*	1.06	0.31	0.29	0.65	0.78	0.89	$S_d(T_1)$	0.43	0.17	0.40	0.52	0.36	0.01
$S_a^*$	0.83	0.31	0.38	0.63	0.79	0.10	$\bar{S}_a$	0.40	0.18	0.44	0.50	0.05	0.00
VSI	0.87	0.32	0.37	0.61	0.37	0.19	$S_a^*$	0.34	0.19	0.55	0.44	0.12	0.00
$\bar{S}_a$	0.82	0.32	0.39	0.62	0.60	0.07	$\bar{S}_a$	0.33	0.19	0.57	0.43	0.08	0.00

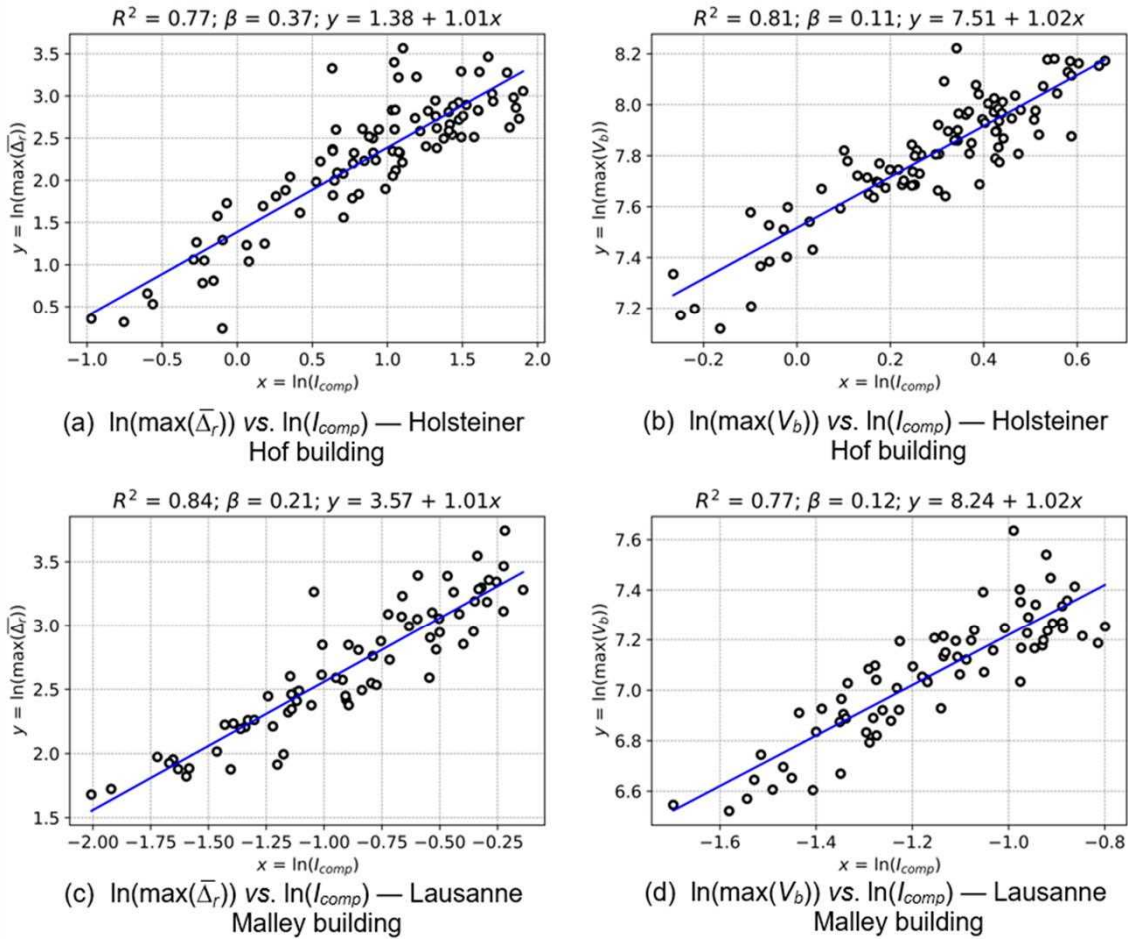


Fig. 3 - PSDM with  $I_{comp}$  as independent variable.

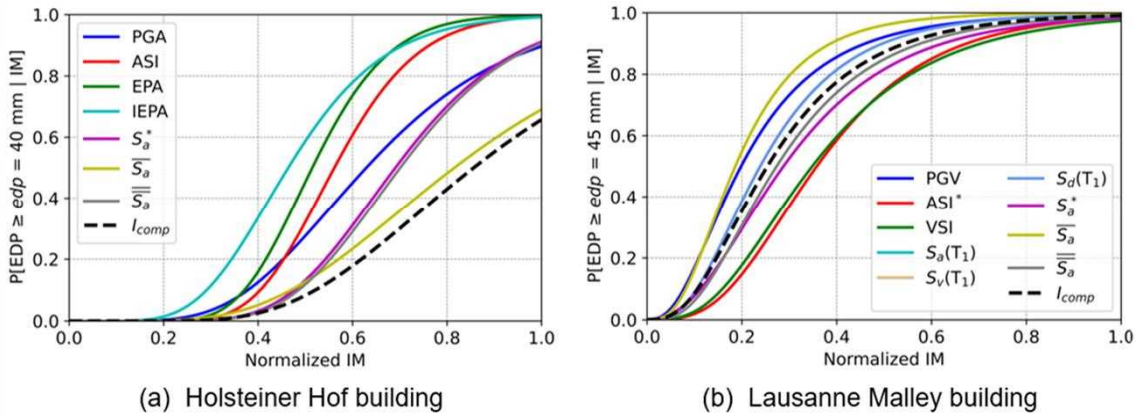


Fig. 4 - Normalized fragility curves at collapse DS.

## 4. CONCLUSIONS

The identification of optimal IMs and derivation of an  $I_{comp}$  for the PSDA of historical masonry buildings were addressed in this research. Two case study buildings were modelled in OpenSees using 3D macroelements to account for IP and OOP effects. Within the PSDMs, IMs were ranked according to the notions of efficiency, practicability, proficiency, and sufficiency. IMs with the highest  $R^2$  were preselected to derive an  $I_{comp}$  with better correlation, efficiency, practicability, and proficiency, adopting a machine learning approach based on Lasso regression. Further, the performance of individual IMs and  $I_{comp}$  was compared through cloud-based fragility analysis. Particularly, for the Holsteiner Hof building the preselected IMs correspond to acceleration-related metrics, while for the Lausanne Malley building, preselected IMs corresponded to a combination acceleration, velocity and displacement-related IMs. Regardless of the case study building, the  $I_{comp}$  metric demonstrated large improvements in terms of correlation, efficiency, practicability, and proficiency. Thus, the proposed framework led successfully to the identification of optimal IMs for the PSDA of historical masonry buildings. In future scenarios, the proposed methodology should be tested in the analysis masonry archetypes.

## 5. FUNDING

This work was partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE under reference UIDB/04029/2020, and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. This study has been partly funded by the STAND4HERITAGE project that has received funding from the European Research Council (ERC) under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program (Grant agreement No. 833123), as an Advanced Grant. This work is partly financed by national funds through FCT - Foundation for Science and Technology, under grant agreement 2023.01101.BD attributed to the first author.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Naeim F, Bhatia H, Lobo RM. Performance based seismic engineering. The Seismic Design Handbook 2001:757–92.
- [2] Kramer SL. Performance-based earthquake engineering: opportunities and implications for geotechnical engineering practice. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV 2008:1–32.
- [3] Xiao-hui YU, Guang-yuan W. Discussions on probabilistic seismic demand models. 工程力学 2013;30:172–9.
- [4] Shome N. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Stanford University; 1999.
- [5] Luco N. Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects. Stanford University; 2002.
- [6] Barroso LR, Winterstein S. Probabilistic seismic demand analysis of controlled steel moment-resisting frame structures. Earthq Eng Struct Dyn 2002;31:2049–66.
- [7] Freddi F, Padgett JE, Dall'Asta A. Probabilistic seismic demand modeling of local level response parameters of an RC frame. Bulletin of Earthquake Engineering 2017;15:1–23.
- [8] Mackie K, Stojadinović B. Probabilistic seismic demand model for California highway bridges. Journal of Bridge Engineering 2001;6:468–81.
- [9] Tondini N, Stojadinovic B. Probabilistic seismic demand model for curved reinforced concrete bridges. Bulletin of Earthquake Engineering 2012;10:1455–79.



- [10] Hariri-Ardebili MA, Saouma VE. Probabilistic seismic demand model and optimal intensity measure for concrete dams. *Structural Safety* 2016;59:67–85.
- [11] Tian L, Pan H, Ma R. Probabilistic seismic demand model and fragility analysis of transmission tower subjected to near-field ground motions. *J Constr Steel Res* 2019;156:266–75.
- [12] Zhou L, Alam MS, Wang X, Ye A, Zhang P. Optimal intensity measure selection and probabilistic seismic demand model of pile group supported bridges in sandy soil considering variable scour effects. *Ocean Engineering* 2023;285:115365.
- [13] Che W, Chang P, Wang W. Optimal Intensity Measures for Probabilistic Seismic Stability Assessment of Large Open-Pit Mine Slopes under Different Mining Depths. *Shock and Vibration* 2023;2023.
- [14] Khalid MI, Park D, Fei J, Nguyen V-Q, Nguyen D-D, Chen X. Selection of efficient earthquake intensity measures for evaluating seismic fragility of concrete face rockfill dam. *Comput Geotech* 2023;163:105721.
- [15] Vargas-Alzate YF, Hurtado JE. Efficiency of intensity measures considering near- and far-fault ground motion records. *Geosciences (Basel)* 2021;11:234.
- [16] Guo J, Alam MS, Wang J, Li S, Yuan W. Optimal intensity measures for probabilistic seismic demand models of a cable-stayed bridge based on generalized linear regression models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2020;131:106024.
- [17] McKenna F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Comput Sci Eng* 2011;13:58–66.
- [18] Tibshirani R. Regression shrinkage and selection via the lasso. *J R Stat Soc Series B Stat Methodol* 1996;58:267–88.
- [19] Michel C, Karbassi A, Lestuzzi P. Evaluation of the seismic retrofitting of an unreinforced masonry building using numerical modeling and ambient vibration measurements. *Eng Struct* 2018;158:124–35.
- [20] Vanin F, Penna A, Beyer K. A three-dimensional macroelement for modelling the in-plane and out-of-plane response of masonry walls. *Earthq Eng Struct Dyn* 2020;49. <https://doi.org/10.1002/eqe.3277>.
- [21] Tomić I, Vanin F, Beyer K. Uncertainties in the seismic assessment of historical masonry buildings. *Applied Sciences* 2021;11:2280.
- [22] Guerrini G, Senaldi I, Scherini S, Morganti S, Magenes G. Material characterization for the shaking-table test of the scaled prototype of a stone masonry building aggregate. *Material Characterization for the Shaking-Table Test of the Scaled Prototype of a Stone Masonry Building Aggregate* 2017:105–15.
- [23] Senaldi I, Guerrini G, Scherini S, Morganti S, Magenes G, Beyer K, et al. Natural stone masonry characterization for the shaking-table test of a scaled building specimen. *Proceedings of the International Masonry Society Conferences*, vol. 0, 2018.
- [24] Guerrini G, Senaldi I, Graziotti F, Magenes G, Beyer K, Penna A. Shake-Table Test of a Strengthened Stone Masonry Building Aggregate with Flexible Diaphragms. *International Journal of Architectural Heritage* 2019;13. <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1635661>.
- [25] Brignola A, Podestà S, Pampanin S. In-plane stiffness of wooden floor. 2008 NZSEE Conference, Paper 49 2008.
- [26] Brignola A, Pampanin S, Podestà S. Experimental evaluation of the in-plane stiffness of timber diaphragms. *Earthquake Spectra* 2012;28:1687–709.
- [27] POLIMI. Critical Review of Methodologies and Tools for Assessment of Failure Mechanisms and Interventions, Deliverable 3.3, Workpackage 3: Damage Based Selection Of Technologies 2010.
- [28] Vanin F, Penna A, Beyer K. Equivalent-Frame Modeling of Two Shaking Table Tests of Masonry Buildings Accounting for Their Out-Of-Plane Response. *Front Built Environ* 2020;6. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00042>.
- [29] Almeida JP, Beyer K, Brunner R, Wenk T. Characterization of mortar–timber and timber–timber cyclic friction in timber floor connections of masonry buildings. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 2020;53. <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01483-y>.

- [30] Vanin F, Zaganelli D, Penna A, Beyer K. Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2017;15. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0188-5>.
- [31] Jayaram N, Lin T, Baker JW. A Computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra* 2011;27. <https://doi.org/10.1193/1.3608002>.
- [32] Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering* 2002;128:526–33.
- [33] Giovenale P, Cornell CA, Esteva L. Comparing the adequacy of alternative ground motion intensity measures for the estimation of structural responses. *Earthq Eng Struct Dyn* 2004;33:951–79.
- [34] Council AT, California SEA of. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings: A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community. Department of Commerce, National Bureau of Standards; 1978.
- [35] von Thun JL, Roehm LH, Scott GA, Wilson JA. Earthquake ground motions for design and analysis of dams. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground-Motion Evaluation: Proceedings of the Specialty Conference*, 1988.
- [36] Cordova PP, Deierlein GG, Mehanny SSF, Cornell CA. Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure. *The second US-Japan workshop on performance-based earthquake engineering methodology for reinforced concrete building structures*, vol. 20, 2000, p. 0.
- [37] Vamvatsikos D, Cornell CA. Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information. *Earthq Eng Struct Dyn* 2005;34:1573–600.
- [38] Yakut A, Yılmaz H. Correlation of deformation demands with ground motion intensity. *Journal of Structural Engineering* 2008;134:1818–28.
- [39] Chopra AK. *Dynamics of structures*. Pearson Education India; 2007.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **PROBABILISTIC SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF URM WALLS IN EUROPE**

**VASCO BERNARDO**  
Postdoctoral researcher  
University of Minho

**ALFREDO C. COSTA**  
Senior Researcher  
LNEC

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
University of Minho

### **SUMÁRIO**

A resposta sísmica fora do plano das paredes de alvenaria é uma das áreas mais complexas análise sísmica de estruturas. As observações pós-sismo identificaram estes colapsos como um dos principais modos de rotura em edifícios de alvenaria não reforçada. O presente trabalho contribui para a avaliação da segurança sísmica do comportamento fora do plano de paredes de alvenaria não reforçada através de uma abordagem probabilística, fornecendo a capacidade para diferentes geometrias de paredes e a sua resposta sísmica em diferentes regiões da Europa. As análises são realizadas utilizando um quadro sísmico probabilístico, considerando os mecanismos fora do plano mais comuns, diferentes propriedades dos materiais, várias esbeltezas e uma vasta gama de níveis de sismicidade para cobrir a perigosidade sísmica na Europa. Os resultados apresentados podem ser úteis para a avaliação da segurança sísmica, fornecendo relações simples para calcular a capacidade e a exigências regulamentares.

### **ABSTRACT**

The out-of-plane seismic response of masonry walls is one of the most complex and ill-understood areas of seismic analysis. Post-earthquake observations have identified these collapses as one of the main failure modes in unreinforced masonry buildings. The present work contributes to the seismic safety assessment of the out-of plane behavior of unreinforced masonry walls through a displacement-based approach, providing the capacity for different out-of-plane geometric indexes and its seismic response in different earthquake-prone regions in Europe. The analyses are conducted using a seismic probabilistic framework, considering the most common out-of-plane mechanisms, different material properties, various slenderness ratios, and a wide range of seismicity levels to cover the seismic hazard in Europe. The results presented can be useful for seismic safety assessment by providing simple relationships to compute the capacity and the seismic demand in compliance with the seismic action in the European standard.

**PALAVRAS-CHAVE:** unreinforced masonry walls, out-of-plane mechanisms, seismic safety assessment

## 1. INTRODUCTION

The out-of-plane seismic response of masonry walls is one of the most complex and ill-understood areas of seismic analysis [1–4]. Post-earthquake's observations have identified OOP collapse as one of the main failure modes in unreinforced masonry buildings (URM) and most of these occur due to inadequate design or construction. In this scope, several studies can be found in the literature, highlighting the importance of such mechanisms in the seismic performance of masonry structures [4–10].

Over the last decades, the implementation of codes or standards improved design and construction techniques, reducing the buildings collapse [11], however, the seismic assessment of existing buildings is not trivial for practitioners. Furthermore, although current seismic safety assessment codes are oriented towards the use of nonlinear methods of analysis, the vast majority of practitioners still use linear-elastic analysis given its simplicity, which is not realistic and does not exploit the reserve capacity of the structure for moderate to high seismic intensity levels.

In the framework of the present study, a displacement-based approach is used to evaluate the seismic response of different OOP mechanisms purely governed by bending. The database generated for this purpose combines several values of slenderness ratios, different material properties and various axial pre-compression loads. The capacity of the walls is computed using a nonlinear force-displacement curve obtained through a mechanical-based solution, while the seismic demand is estimated by the improved capacity spectrum method for a wide range of seismicity levels in Europe, allowing to compute the so-called stochastic-based vulnerability curves. Further information and results regarding this research can be found in Bernardo et al.[12].

## 2. DISPLACEMENT-BASED METHODOLOGY: FORMULATION

In the scope of this study, the capacity is characterized by force-displacement curves (F- $\Delta$ ), computed considering the mechanical model improved by Giordano et al. 2017 [13,14]. This formulation assumes that the OOP response is only governed by vertical bending and modeled through a rigid body with a nonlinear hinge located in the region with maximum bending moment. This hypothesis was discussed and validated in the literature [15–17]. The nonlinear hinge that reproduces the behavior of the critical cross-section employs an analytical expression to describe the moment-curvature (M- $\chi$ ) relationship for URM, defined by the elastic-brittle constitute law with zero tensile strength (Giordano et al. 2017) and expressed as a function of displacement  $\Delta$  – see Eq. (1):

$$M(\Delta) = \begin{cases} EI\chi = \frac{1}{12}Ebt^3 \frac{\Delta}{L_i h}, & \Delta \leq \Delta_{cr} = \frac{2N' L_i h}{Ebt^2} \\ N' \left( \frac{t}{2} - \sqrt{\frac{2N'}{9bE\chi}} \right) = N \left( \frac{t}{2} - \sqrt{\frac{2N'}{9bE \frac{\Delta}{L_i h}}} \right), & \Delta_{cr} \leq \Delta \leq \Delta_u = \frac{f_c^2 b L_i h}{2EN'} \end{cases} \quad (1)$$

Where  $E$  and  $f_c$  are, respectively, the elastic modulus and compressive strength of masonry;  $b$  is the width,  $t$  is the thickness and  $h$  is the total height of the wall, and  $L_i$  is the integration length equal to  $0.25h$  according to [14].  $N'$  is the total axial load equal to  $N + W$ , being  $N$  the axial pre-compression load in the wall and  $W$  the self-weight of the wall.  $\Delta_{cr}$  and  $\Delta_u$  correspond, respectively, to the values of the imposed displacement  $\Delta$  for the cracking limit and maximum strength of the masonry due to failure of the hinges in compression.

The nonlinear OOP capacity is computed in terms of  $F-\Delta$  employing the above-mentioned formulation and is applied to a large database with different support configurations (cantilever, pinned and fixed), resulting in the following equilibrium expressions (see Equations 2 to 4). These boundary conditions intend to consider different interactions between the masonry walls and the lower and upper floors, including the parapet walls – *cantilever*, simple supported load bearing walls (e.g., flexible/timber floors) – *pinned* and *fixed* supported load bearing walls (e.g., continuous reinforced concrete floors) [18,19].

$$\text{Cantilever:} \quad F = \frac{1}{h\alpha} \left( M - \frac{W\Delta}{2} - N\Delta \right) \quad (2)$$

$$\text{Pinned:} \quad F = \frac{2}{h\alpha} \left( M - \frac{W\Delta}{2} - N\Delta \right) \quad (3)$$

$$\text{Fixed:} \quad F = \frac{2}{h\alpha} \left( M - \frac{W\Delta}{4} - \frac{N\Delta}{2} \right) \quad (4)$$

where  $\alpha$  is a non-dimensional parameter defining the position of the horizontal force  $F$  along the height of the wall.

### 3. REPRESENTATIVE DATABASE OF URM WALLS

Considering the assumptions defined in the previous section, the database generated and used in the subsequently analyses comprises walls with different deterministic geometric parameters, namely height  $h(m) = \{3, 4, 5, 6, 7\}$  and various values of slenderness ratio  $\lambda(-) = h/t = \{5, 7.5, 10, 15, 20, 25\}$ , which are in line with the ranges purposed by [18,20,21]. In order to cover the large variability in the material properties of masonry in Europe, the uncertainty was propagated through Monte Carlo simulations (MCS) considering 200 random variables (r.v.) to describe the following independently mechanical parameters, with uniform distributions ranging from: compressive strength  $f_c(\text{MPa}) = \{1.0 - 6.0\}$  and self-weight  $\gamma(\text{kN/m}^3) = \{15.0 - 22.0\}$ . The modulus of elasticity  $E$  was considered equal to  $E = k * f_c$ , where  $k$  factor also follows a uniform distribution ranging from 400 to 1100. It is important to point out that uniform distributions were assumed to consider an equal probability for each r.v. and to not introduce a bias for a given site-specific material or type of construction.

Fig. 1 exemplify the capacity curves for the different boundary conditions assumed and for the different values of  $\lambda$ ,  $h(m) = \{3,5,7\}$  and  $\sigma_0(\text{MPa}) = \{0.1,0.40\}$ . The capacity curves are expressed in terms of spectral acceleration  $S_a$  and spectral displacement  $S_d$  for a single-degree-of-freedom (SDOF), as suggested by [19], which will be used in the seismic demand estimation in Section **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** The median curves are also shown for the different slenderness values adopted. Further results can be found in Bernardo et al.[12].

To discuss in detail the differences in the capacity achieved for the database generated, the following damage thresholds were adopted in accordance with the information available in literature for seismic assessment of rocking masonry structures [22]: Slight damage (DS1) – displacement achieved 70% of the maximum peak horizontal force; Moderate damage (DS2) – maximum peak strength; Severe damage (DS3) – 25% of the ultimate displacement (corresponds to a null force); Near collapse (DS4) – 40% of the ultimate displacement.

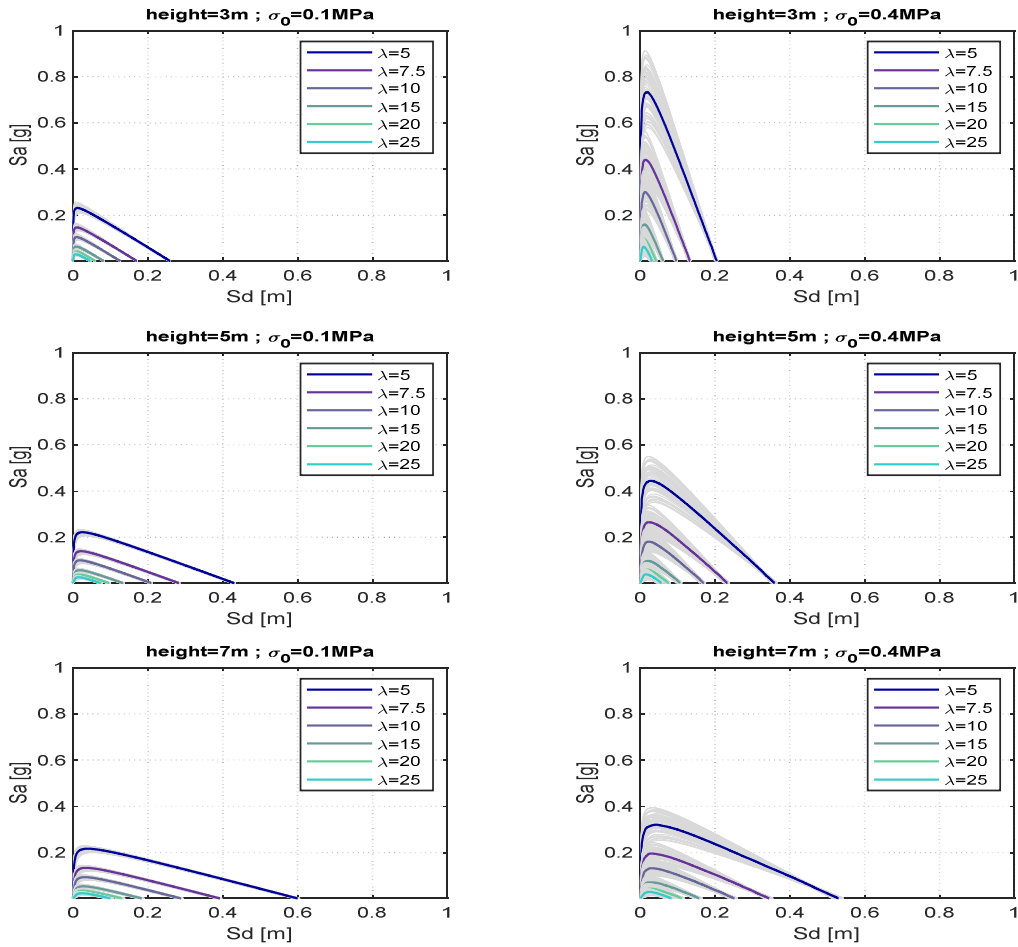


Fig. 1 Capacity curves for the OOP with cantilever boundary conditions, different slenderness values  $\lambda$ , heights  $h$  and pre-compression levels  $\sigma_0$  as indicated.

The structural capacity of the OOP behavior is mainly controlled by the geometry of walls (slenderness  $\lambda$ ) and pre-compression level  $\sigma_0$ , where the material properties of masonry are more or less relevant depending on these variables. Thus, the relationship between the slenderness and capacity, measured in terms of spectral acceleration  $S_a$ , was computed for different levels of  $\sigma_0$  and different limit states (see Fig. 2). Note that these figures show the median first-order power law analytical functions ( $S_a = a\lambda^b$ ) best fitted to the entire database through a nonlinear least square method (Levenberg–Marquardt algorithm) [23]. The regression parameters (a, b) of the analytical function for different boundary conditions can be found in [22].

As can be readily seen in

Fig. 2, the benefit of the  $\sigma_0$  in the capacity of the one-way bending walls is gradually lower as the height increase, which confirms that the OOP behavior of high stories is predominantly controlled by the geometry of walls and type of connection between floors. It is also important to point out that after reaching the maximum capacity ( $S_{a,max}$ ) the effect of  $\sigma_0$  tends to decrease, given the local instability of the wall.

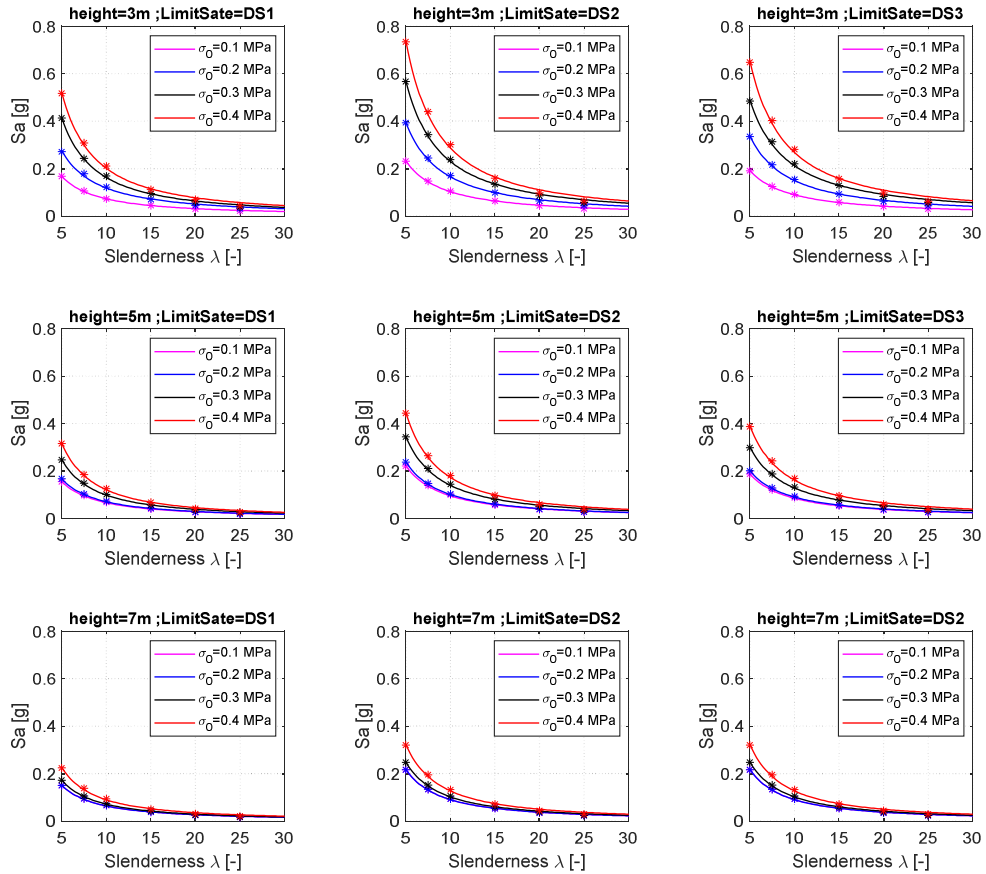


Fig. 2 Relation between different slenderness values  $\lambda$  and OOP  $S_a$  capacity with cantilever boundary conditions and different pre-compression levels.

## 4. NONLINEAR SEISMIC RESPONSE

### 4.1. Seismic action and hazard definition

The seismic action was considered according to EN 1998-1 (EC8) [24] through the representation of the horizontal elastic ground acceleration response spectrum, which is defined by two different main seismic spectra to account for different magnitudes, epicenters, event duration and frequency content – Type 1 (high magnitude, long duration and lower frequency content) and Type 2 (moderate magnitudes, short duration and higher frequency content). The Type 1 spectrum is more suitable for earthquakes with surface magnitude  $M_s > 5.5$ , as occurs in most of the seismic prone regions of Italy, Greece, Turkey and Romania or offshore seismic actions in Portugal; Type 2 spectrum is more common to represent intraplate seismic scenarios, as expected in regions with moderate seismicity of northwestern or southern Europe.

The reference seismic action defined in EC8 is associated with a reference probability of exceedance in 50 years or a reference return period  $T_{r,ref}$ . This probability of exceedance is generally related to the performance level of the structure corresponding to a given limit state. In the case of EC8, the reference seismic action corresponds to a  $T_{r,ref} = 475$  years or a 10% probability of exceedance in 50 years, associated to the ultimate limit state. In the scope of this study, several values of reference peak ground accelerations  $PGA_{ref}$  were considered to cover most of the variability found in Europe  $PGA_{ref}(g) = \{0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4\}$ . Note that, these values of  $PGA_{ref}$  are associated to the 475-years reference return period. In order to estimate the response of a given



structure for different return periods  $T_{r,i}$ , the PGA can be computed by  $PGA = PGA_{ref}(T_{r,ref}/T_{r,i})^{-1/k_1}$ , where  $k_1$  is the slope of the first-order power law function fitted to the hazard curve [25,26]. The coefficient  $k_1$  depends on the seismicity in the region, being considered the following values  $k_1 = \{1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5\}$ . It is important to point out that the values selected for the  $PGA_{ref}$  and  $k_1$  aim to characterize different seismic regions in Europe on the basis of SHARE project [27] (see Fig. 3). Nevertheless, the results and conclusions presented are valid for other regions because it is linked only to  $PGA_{ref}$  and  $k_1$  and not seismic zonation itself.

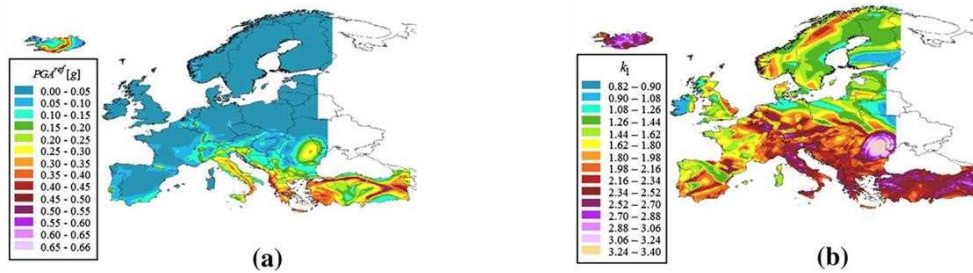


Fig. 3 Seismic hazard maps for Europe: a) PGA at the 475-years return period; b)  $k_1$  coefficient for first-order power law approximation for the seismic hazard, adapted from [27,28].

## 4.2. Seismic demand estimation

The structural response of the previous database of walls was estimated by using the improved Capacity Spectrum Method (CSM) [29]. This method corresponds to one of the most used in the evaluation of the seismic performance of structures, and it allows determining the performance point (seismic demand) of a given structure, characterized by a capacity spectrum, against a specific seismic action, defined through a response spectrum (action effect or demand). Both capacity spectrum and response spectrum should be defined in the ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) format. This procedure was employed on the database presented in the previous section and several seismic intensity levels, i.e., various response spectra corresponding to earthquakes with different probabilities of occurrence (different return periods). Thus, the study considered the seismic action presented in previous section and the following different seismicity levels.

Fig. 4 exemplifies the performance points for different seismicity and considering a given median curve of the database generated – height=5.0m ( $\lambda=10$ ) – with different boundary conditions.

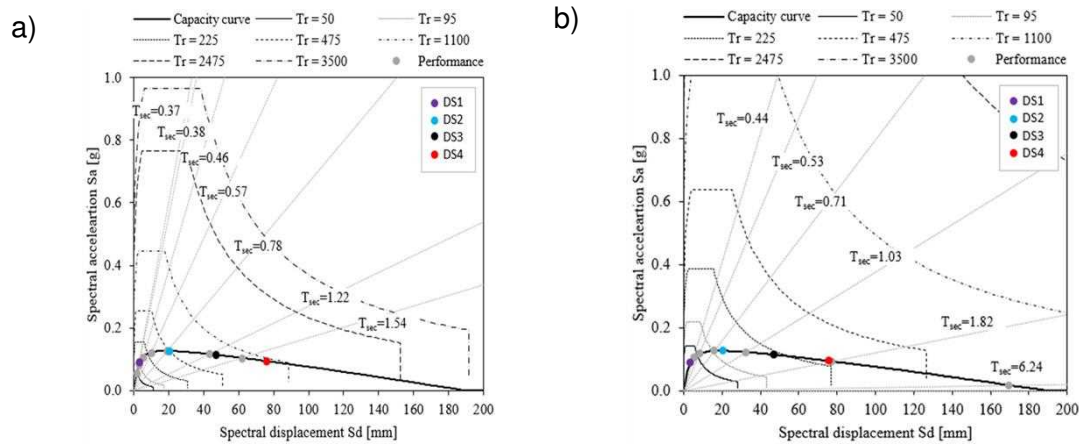


Fig. 4 Performance points for median capacity spectrum for structure with height=5.0m ( $\lambda=10$ ), different seismicity ( $k_1 = 1.5$ ) and ground type A: a) and b) cantilever boundary condition and  $PGA_{ref} = 0.1g$  and  $0.3g$ , respectively.

### 4.3. Seismic demand estimation

Stochastic-based vulnerability curves presented in this section represents the relationship between the seismic response of a given typology of wall (defined by its slenderness,  $\sigma_0$  and boundary conditions) for different recurrence periods, as a function of a certain seismicity and seismic intensity level. The vulnerability curves were derived through cloud analysis for several return periods and by fitting a nonlinear regression model to the response of the analyzed typologies following the procedures described below, which make the outcomes valid for the seismic verification considering any performance level (limit state).

The process for deriving the vulnerability curves employed the methodology described in the previous section by considering the spectral acceleration  $S_a$  as the engineering demand parameter (EDP). Thus, for each return period  $T_r$  the performance point of every single structure subjected to a given seismicity was estimated. Analytical functions defined by a two-term exponential model were fitted:  $S_a(T_r) = ae^{bT_r} + ce^{dT_r}$ , where  $a, b, c, d$  are the regression coefficients best fitted to the empirical data, which depends on the response of the structures for a given seismicity and seismic hazard. Therefore, the relation between the spectral acceleration demand  $S_a$  and return period  $T_r$  can be described by the proposed model as a function of seismic action.

Fig. 5 and

Fig. 7 compares the vulnerability curves for some selected wall typologies under different pre-compression levels and boundary conditions, subjected to different seismic hazard and intensities. For convenience, the curves are presented with a log scale in the x-axis. The dispersion in demand  $\beta_D$  is depicted in

Fig. 6 and

Fig. 8. As can be seen the response is mostly affected by the slenderness and support conditions, as expected. Axial compression  $\sigma_0$  also plays an important role in the wall's response, but its effects tend to decrease with the increasing of the height. For the walls with cantilever boundary conditions (no top restraint), the slenderness values influence the final response of the walls, i.e., the achieved return period (or performance level) for the same seismic hazard and intensity is lower for the slenderer ones (lower capacity). This fact is also observed in the other support conditions, however, for the cantilever support, it is more evident since the OOP bending mechanism depends essentially on the geometry of the walls. Considering the variation of the slope  $k_1$  of the hazard curve, it is observed for the same values of the demand  $S_a$ , greater values of achieved return

period (lower rate per year) as the  $k_1$  values increase, which reflects the larger exponential decay of the rate per year for higher slope values on the hazard curve for a certain seismicity and conditioned by a given value of PGA.

Regarding the typologies with pinned (

Fig. 7) supports conditions, the previous conclusions are also confirmed, however, given the increase in the structural capacity of these ones, some structures do not reach the ultimate capacity, where in some cases a similar response (demand) is obtained for lower intensity levels (e.g.,  $PGA_{ref} = 0.1g$ ), even for the slenderer walls. This is more evident for higher  $k_1$  values, according to the justification given above. Note that this observation tends to be less evident for increasing levels of intensity, as the structures approaches the ultimate capacity strength, where parameters such as geometry, material properties, and axial loading become more relevant to the nonlinear response.

Finally, the dispersion in the demand  $\beta_D$  (

Fig. 6 and

Fig. 8) shows, in general, large values for the cantilever boundary conditions typology, which seems to increase with the slenderness values and  $\sigma_0$ . This larger dispersion results essentially from the dispersion in the material properties considered, where its variability is more relevant for slenderer walls, while for lower slenderness values the behavior/response is mostly governed by the geometry of the wall. The same is verified for the effect of axial load, which has a greater influence on slender walls as also discussed in the results of section 3. On the other hand, for pinned supports, although there is a slight variation with increasing values of slenderness and  $\sigma_0$ , it is not so evident as the cantilever support typology. This finding again reflects that the geometry of the walls has a greater influence compared to the variability of the material properties as the kinematic constraints at the supports increase. Moreover, it is also observed that the dispersion values tend to be higher for the cases in which the higher capacity of the walls is exploited, evidencing that the dispersion in the response increases as the maximum OOP capacity strength of the wall approaches (non-linear behavior).

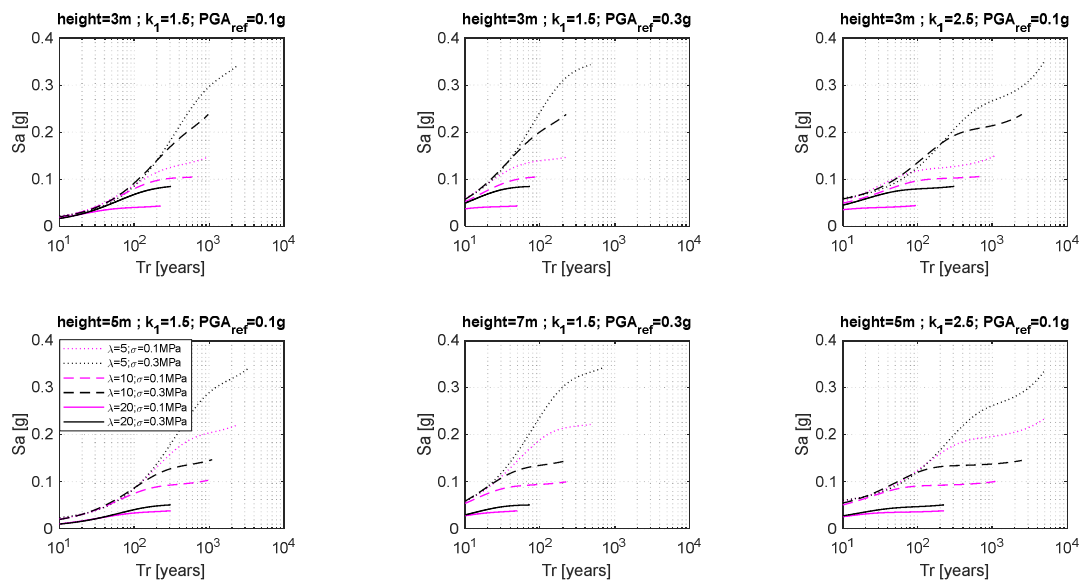


Fig. 5 Example of stochastic-based vulnerability curves for different seismicity, slenderness and pre-compression levels: cantilever boundary conditions.

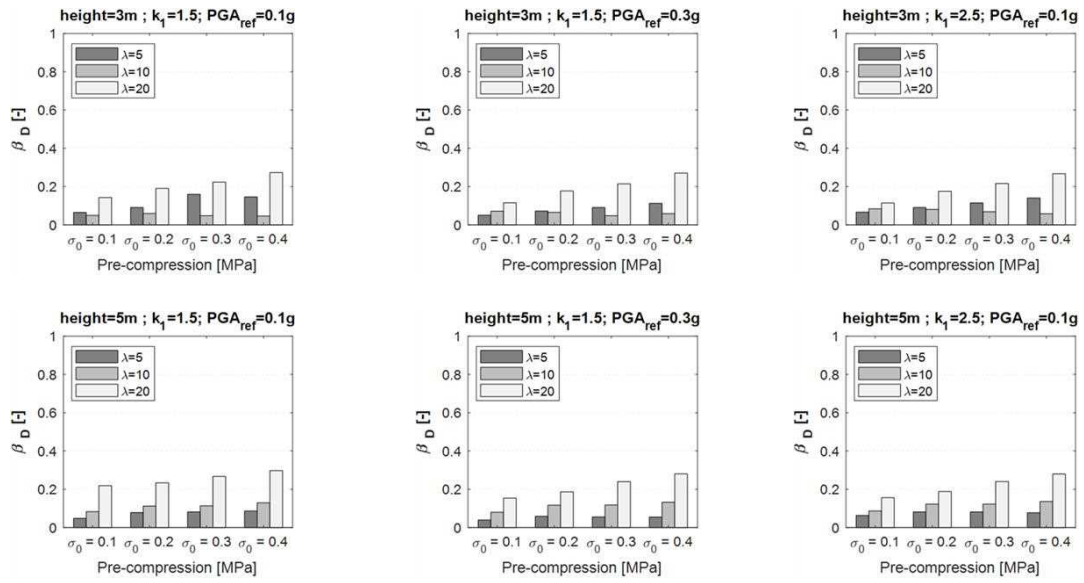


Fig. 6 Seismic demand dispersion for different seismicity, slenderness and pre-compression levels: cantilever boundary conditions.

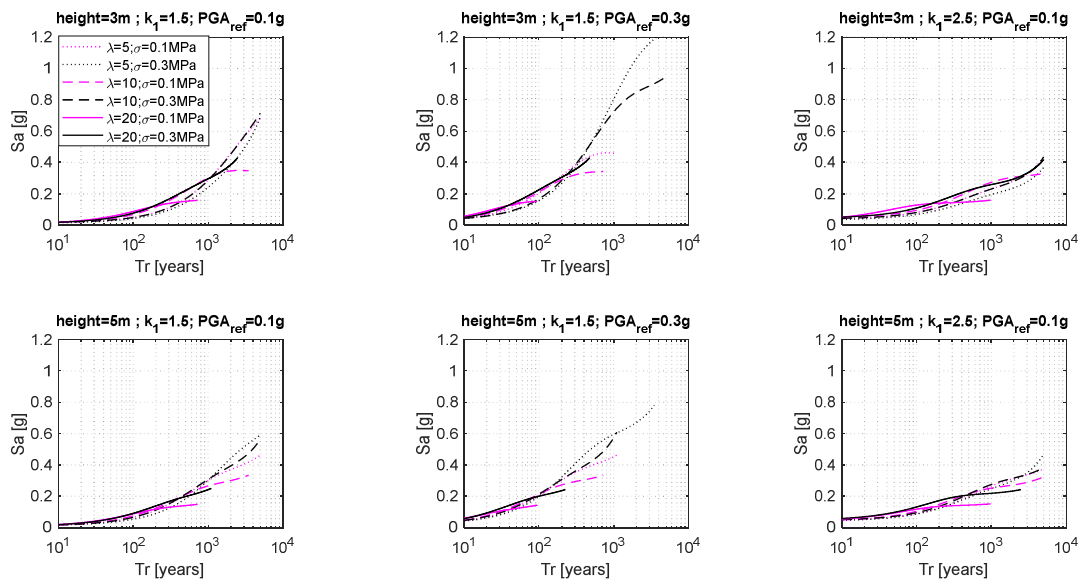


Fig. 7 Example of stochastic-based vulnerability curves for different seismicity, slenderness and pre-compression levels: pinned boundary conditions.

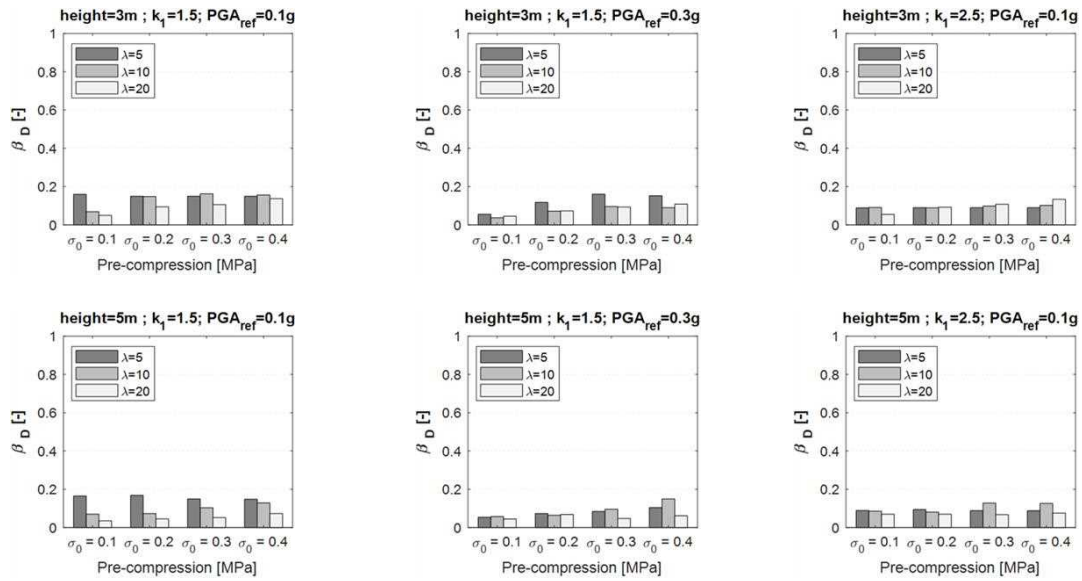


Fig. 8 Seismic demand dispersion for different seismicity, slenderness and pre-compression levels: pinned boundary conditions.

## 5. CONCLUSIONS

The present study evaluated the out-of-plane (OOP) response of unreinforced masonry walls governed by bending and subjected to several seismicities and seismic hazard levels, in order to cover different seismic zones in Europe. For this purpose, a wall typology database was generated by combining several slenderness ratios, different material properties (using Monte Carlo simulation), various axial pre-compression loads and the following mechanisms: (i) rigid body with a cantilever configuration; (ii) system of rigid bodies with pinned support conditions and (iii) system of rigid bodies with fixed supports. These mechanisms intended to consider different interactions between the masonry walls and their lower and upper floors.

The capacity of the walls was estimated by employing a mechanical-based formulation that accounts for the nonlinear behavior in the wall cross. Based on these results, analytical functions were provided that express the OOP capacity in terms of spectral acceleration as a function of geometric parameters, axial loads and accounting the randomness in the material properties.

Taking advantage of the previous results, the seismic response was evaluated for the entire database under different seismicity levels allowing to derive the so-called stochastic-based vulnerability curves, which provide a relationship for the seismic response of a given typology of wall as a function of a certain seismicity and seismic hazard.

The results presented in this study are useful for expeditious seismic safety assessment of OOP behavior, as they provide simple relationships to compute the capacity and the seismic demand in compliance with the seismic action in the code. Nevertheless, special attention is needed to extrapolate the proposed vulnerability curves to the level of building floors, since they are not filtered by the dynamic response of the structure. In this sense, future research should further develop the presented approach to derive vulnerability curves in different MDOF systems and considering other OOP mechanisms. Additional details/results about this study can be found in Bernardo *et al.*[12].

## 6. FUNDING/ACKNOWLEDGEMENT

This study was funded by the STAND4HERITAGE project that has received funding from the European Research Council (ERC) under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program (Grant agreement No. 833123), as an Ad-vanced Grant. This work was also partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE under reference UIDB/04029/2020.

## 7. REFERÊNCIAS

1. Costa, A.A. Seismic Assessment of the Out-of-plane Performance of Traditional Stone Masonry Walls (PhD Thesis). Faculty of Engineering, University of Porto, FEUP: Porto, 2012.
2. Ferreira, T. Out-of-Plane Seismic Performance of Stone Masonry Walls: Experimental and Analytical Assessment (PhD Thesis). University of Aveiro, Aveiro, Portugal 2015.
3. Sorrentino, L.; D'Ayala, D.; de Felice, G.; Griffith, M.C.; Lagomarsino, S.; Magenes, G. Review of Out-of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied To Existing Masonry Buildings. *International Journal of Architectural Heritage* **2016**, 1–20, doi:10.1080/15583058.2016.1237586.
4. Dauda, J.A.; Silva, L.C.; Lourenço, P.B.; Iuorio, O. Out-of-Plane Loaded Masonry Walls Retrofitted with Oriented Strand Boards: Numerical Analysis and Influencing Parameters. *Engineering Structures* **2021**, *243*, 112683, doi:10.1016/j.engstruct.2021.112683.
5. Ceran, H.B.; Erberik, M.A. Effect of Out-of-Plane Behavior on Seismic Fragility of Masonry Buildings in Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2013**, *11*, 1775–1795, doi:10.1007/s10518-013-9449-0.
6. Menon, A.; Magenes, G. *Out-of-Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry: Definition of Seismic Input. Report. IUSS Press, ROSE School ISBN: 978-88-6198-021-1; 2008; ISBN 886198021X.*
7. Simões, A.G.; Bento, R.; Lagomarsino, S.; Cattari, S.; Lourenço, P.B. Seismic Assessment of Nineteenth and Twentieth Centuries URM Buildings in Lisbon: Structural Features and Derivation of Fragility Curves. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2020**, *18*, 645–672, doi:10.1007/s10518-019-00618-z.
8. Angiolilli, M.; Lagomarsino, S.; Cattari, S.; Degli Abbatì, S. Seismic Fragility Assessment of Existing Masonry Buildings in Aggregate. *Engineering Structures* **2021**, *247*, 113218, doi:10.1016/j.engstruct.2021.113218.
9. Parisse, F.; Cattari, S.; Marques, R.; Lourenço, P.B.; Magenes, G.; Beyer, K.; Calderoni, B.; Camata, G.; Cordasco, E.A.; Erberik, M.A.; et al. Benchmarking the Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings from a Blind Prediction Test. *Structures* **2021**, *31*, 982–1005, doi:10.1016/j.istruc.2021.01.096.
10. Gobbin, F.; de Felice, G.; Lemos, J. V. Numerical Procedures for the Analysis of Collapse Mechanisms of Masonry Structures Using Discrete Element Modelling. *Engineering Structures* **2021**, *246*, 113047, doi:10.1016/j.engstruct.2021.113047.
11. Ghosh, S.K. Observations on the Performance of Structures in the Kobe Earthquake of January 17, 1995. *PCI Journal* **1995**, *40*, 14–22, doi:10.15554/pcij.03011995.14.22.
12. Bernardo, V.; Campos Costa, A.; Lourenço, P.B. Stochastic-Based Vulnerability Curves for the out-of-Plane Seismic Safety Assessment of URM Walls. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2023**, doi:10.1007/s10518-023-01755-2.
13. Giordano, N.; De Luca, F.; Sextos, A. Out-of-Plane Closed-Form Solution for the Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Schools in Nepal. *Engineering Structures* **2020**, doi:10.1016/j.engstruct.2019.109548.
14. Giordano, N.; Crespi, P.; Franchi, A. Flexural Strength-Ductility Assessment of Unreinforced Masonry Cross-Sections: Analytical Expressions. *Engineering Structures* **2017**, *148*, 399–409, doi:10.1016/j.engstruct.2017.06.047.
15. Parisi, F.; Augenti, N. Assessment of Unreinforced Masonry Cross Sections under Eccentric Compression Accounting for Strain Softening. *Construction and Building Materials* **2013**, *41*, 654–664, doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.12.039.
16. Parisi, F.; Sabella, G.; Augenti, N. Constitutive Model Selection for Unreinforced Masonry Cross Sections Based on Best-Fit Analytical Moment-Curvature Diagrams. *Engineering Structures* **2016**, doi:10.1016/j.engstruct.2015.12.036.

17. Brencich, A.; Felice, G. de Brickwork under Eccentric Compression: Experimental Results and Macroscopic Models. *Construction and Building Materials* **2009**, *23*, 1935–1946, doi:10.1016/j.conbuildmat.2008.09.004.
18. Morandi, P.; Magenes, G.; Griffith, M. Second Order Effects in Out-of-Plane Strength of Unreinforced Masonry Walls Subjected to Bending and Compression. In Proceedings of the Australian Journal of Structural Engineering; 2008.
19. Doherty, K.; Griffith, M.C.; Lam, N.; Wilson, J. Displacement-Based Seismic Analysis for out-of-Plane Bending of Unreinforced Masonry Walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **2002**, *31*, 833–850, doi:10.1002/eqe.126.
20. Giuffré, A. A Mechanical Model for Statics and Dynamics of Historical Masonry Buildings. In *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes*; Springer Vienna: Vienna, 1996; pp. 71–152.
21. Eurocode 6 *European Standard EN 1996-1-1: Design of Masonry Structures - Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*; 2018;
22. Lagomarsino, S. Seismic Assessment of Rocking Masonry Structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2015**, *13*, 97–128, doi:10.1007/s10518-014-9609-x.
23. Moré, J.J. The Levenberg-Marquardt Algorithm: Implementation and Theory. In *Numerical Analysis*, ed. G. A. Watson, *Lecture Notes in Mathematics 630*, Springer Verlag, 1977, pp. 105–116; 1978.
24. Eurocode 8 *European Standard EN 1998-1:2004: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*; Comite Europeen de Normalisation, 2004; ISBN 0580458725.
25. Cornell, C.A. Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* **1968**, *58*, 1583–1606, doi:10.1785/BSSA0580051583.
26. Vamvatsikos, D. Derivation of New SAC/FEMA Performance Evaluation Solutions with Second-Order Hazard Approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **2013**, *42*, 1171–1188, doi:10.1002/eqe.2265.
27. Woessner, J.; Laurentiu, D.; Giardini, D.; Crowley, H.; Cotton, F.; Grünthal, G.; Valensise, G.; Arvidsson, R.; Basili, R.; Demircioglu, M.B.; et al. The 2013 European Seismic Hazard Model: Key Components and Results. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2015**, *13*, 3553–3596, doi:10.1007/s10518-015-9795-1.
28. Gkimprixis, A.; Tubaldi, E.; Douglas, J. Comparison of Methods to Develop Risk-Targeted Seismic Design Maps. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2019**, *17*, 3727–3752, doi:10.1007/s10518-019-00629-w.
29. FEMA Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC* **2005**.

## **SITE-BASED STOCHASTIC GROUND MOTION SIMULATION BASED ON WHITE NOISE MODIFICATION**

**SAYED M. S. HUSSAINI** PhD student  
University of Minho

**SHAGHAYEGH KARIMZADEH** Researcher  
University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO** Full Professor  
University of Minho

### **ABSTRACT**

This paper presents an innovative approach to site-based stochastic ground motion simulation, aiming to capture essential characteristics of real accelerograms through the modification of a white noise process. Traditional site-based simulation methods often fall short in replicating the intricacies of seismic events, or they are too complex to be used in general engineering practice. To address this, we introduce a multi-step process that enhances the fidelity of synthetic ground motions. Our approach includes frequency-dependent filtering, amplitude modulation, temporal variation modeling, and station-specific adaptation, resulting in synthetic motions that closely resemble real seismic events. Comparative analysis with actual accelerograms demonstrates the effectiveness of our method in replicating crucial ground motion features. This novel approach offers a practical and user-friendly tool for incorporating stochastic simulations into seismic hazard assessment and structural design, making a valuable contribution to the field of earthquake engineering.

### **SUMÁRIO**

Este artigo apresenta uma abordagem inovadora para a simulação estocástica do movimento do solo com base no local, com o objetivo de capturar características essenciais de acelerogramas reais através da modificação de um processo de ruído branco. Métodos tradicionais de simulação baseados no local frequentemente falham em replicar as complexidades de eventos sísmicos, ou são muito complexos para serem utilizados na prática geral de engenharia. Para lidar com isso, introduzimos um processo de vários passos que aprimora a fidelidade dos movimentos sísmicos sintéticos. Nossa abordagem inclui filtragem dependente da frequência, modulação de amplitude, modelagem de variação temporal e adaptação específica da estação, resultando em movimentos sintéticos que se assemelham de perto a eventos sísmicos reais. A análise comparativa com acelerogramas reais demonstra a eficácia de nosso método em replicar características cruciais do movimento do solo. Esta abordagem inovadora oferece uma ferramenta prática e de fácil utilização para incorporar simulações estocásticas na avaliação de risco sísmico e no projeto estrutural, fazendo uma contribuição valiosa para o campo da engenharia sísmica.

**Keywords:** Earthquake ground motion, Site-based stochastic approach, White noise modification, Seismic hazard assessment, Synthetic ground motion.



## 1. INTRODUCTION

Recent seismic occurrences, as exemplified by the significant 2023 earthquakes in Turkey, highlight the profound havoc that earthquakes can inflict, leading to the loss of life and extensive structural damage. This recognition has heightened the significance of evaluating structural vulnerability, and in response, computational techniques have emerged as pivotal instruments that present both new possibilities and challenges.

The nonlinear behavior of structures, a critical aspect in earthquake engineering, is now more effectively explored through advanced numerical methodologies, notably the finite element method (FEM) [1–3]. However, the efficacy of such analyses hinges on the availability of comprehensive time-series data for ground motions. This prerequisite becomes particularly vital in regions lacking seismic stations or limited historical data on large- and moderate-magnitude earthquakes capable of causing substantial damage.

While the global proliferation of strong-motion networks has expanded, seismic gaps persist in various regions, limiting the pool of available recorded strong ground motions. This scarcity poses challenges in characterizing specific analysis conditions or envisioning potential design scenarios. Engineers often address this limitation by selecting recorded motions with seismological characteristics divergent from the site of interest, subsequently adjusting them through scaling or spectrum matching [4,5]. However, such controversial approaches introduce complexities and may compromise the correlation between recorded ground motion characteristics and their original physical conditions, potentially resulting in the generation of motions with unrealistic features [6,7].

A more reliable alternative involves the performance of ground motion simulations that faithfully incorporate key features of real earthquakes and align with the specific physical conditions of interest. This approach is crucial for achieving a realistic estimation of seismic demand, especially when sophisticated nonlinear structural models are considered. The robustness and validity of these simulation methodologies have been globally acknowledged, finding extensive utilization and validation in seismology and various engineering disciplines [8–11].

Categorically, ground motion simulation techniques can be classified into three main groups [12]. The initial category employs a physical approach characterized by modeling fault rupture and transmitting the resultant waves to the target site. This specific category is commonly known as physics-based or deterministic source-based methods [13]. These sophisticated methods are not widely adopted in engineering practice due to their substantial demands for high computational resources and a comprehensive understanding of the ground media. Achieving such proficiency necessitates thorough engagement in seismological studies.

The second category encompasses stochastic methods, which are either empirically calibrated or fitted to recorded ground motions [14–16]. As for the third class, hybrid methods combine the features of the first two to produce comprehensive synthetic ground motions [17]. Stochastic methods can incorporate the physical attributes of the earthquake source, along with path and site effects, implicitly through their formulations, parameters, and empirical calibration. These methods can be broadly classified into two approaches: source-based and site-based [13,14]. In the source-based stochastic approach, the earthquake source's theoretical spectrum is shaped and scaled, incorporating the influences of path and site described in terms of seismological parameters [15,16,18]. However, these region-specific parameters can vary significantly between regions, constraining their application in engineering practice [19]. In contrast, site-based stochastic approaches directly simulate a recorded ground motion at a specific site by modifying a stochastic process that captures crucial features of the observed motions. Typically, these approaches require fewer parameters and are less computationally expensive compared to source-based or hybrid simulations. These

attributes, combined with their simplicity, render site-based models more attractive for engineering applications.

Following [13], site-based stochastic models in literature can be categorized into five classes; 1) Filtered white-noise processes [14,20–23], 2) Filtered Poisson pulse train [24], 3) Auto-regressive moving average processes [25], 4) Spectral representations using short-time Fourier or wavelet transforms [26–29], 5) Machine learning non-parametric processes such as Gaussian process regression [30,31].

The main issue in site-based stochastic models is that their parameters are mathematical and lack physical considerations. Most of these methods underperform in low-frequency ranges. To improve their low-frequency performance, an additional forward directivity velocity pulse model can be combined [21,23]. However, it comes at the cost of increased complexity and number of parameters, which is not attractive to engineering practice.

This paper is built upon a fully non-stationary site-based stochastic method based on white-noise modification. Efforts are made to keep the stochastic model as simple as possible and attractive to engineering practice. The proposed stochastic model is capable of simulating far-field and near-fault pulse-like ground motions without the need for supplementary models. The paper starts with a summary of a fully non-stationary stochastic model and a modification of the model formulation. A new filter function is developed to improve capturing the frequency content of recorded ground motions, particularly near-fault pulse-like motions. To assess the model performance, distinct recorded ground motions with various scenarios are selected and simulated. The assessment of simulations is conducted in terms of ground motion time-series and spectral acceleration at five percent damping.

## 2. IMPROVING A FULLY NON-STATIONARY STOCHASTIC MODEL

### 2.1. Improved Model Formulation

This study improves a fully non-stationary stochastic model proposed by [14]. This model accounts for the temporal and spectral non-stationarities separately. This is a key benefit in parameter calibration and interpretation. The model formulation is expressed as:

$$x(t) = q(t, \alpha) \left\{ \frac{1}{\sigma_h(t)} \int_{-\infty}^t h(t - \tau, \lambda(\tau)) w(\tau) d\tau \right\} \quad 1$$

where  $q(t, \alpha)$  with shape parameters  $\alpha$ , is a modulating function to account for temporal non-stationarity,  $w(\tau)$  is a white-noise process,  $h(t - \tau, \lambda(\tau))$  is the shifted filter with parameters  $\lambda(\tau)$ , and  $\sigma_h^2(t) = \int_{-\infty}^t h^2(t - \tau, \lambda(\tau)) d\tau$  is the variance of the integral process. Normalization by  $\sigma_h(t)$  leads to a unit variance process denoted by the term inside the curved brackets. This term is a filtered white noise process that accounts for spectral non-stationarity. The described stochastic model first filters a white noise process to capture the frequency content observed in a ground motion. Then, the model modulates the process to account for the distribution of energy over time. As pointed out by [32], this order of modulating after filtering affects the low-frequency components as measured by the Fourier amplitude spectrum. Since the modulating function is typically a smooth function of time, its Fourier amplitude spectrum exhibits peaks at very low-frequency components. Therefore, modulating after filtering often distorts the low-frequency components. In other words, the stochastic model always requires additional high-pass filtering to remove the unwanted low-frequency components. This is necessary to remove the velocity and displacement residuals and correct the long-period spectral acceleration. The study by [14] employed a critically damped second-order oscillator for high-pass filtering.

To address the above issue, we modify the model formulation while preserving the advantage of the model. The proposed modified model is expressed as:

$$x(t) = \int_{-\infty}^t q(\tau, \alpha) w(\tau) \frac{\delta(t - \tau) * h(t, \lambda(\tau))}{\sigma_h(t)} d\tau \quad 2$$

where  $x(t)$  is the final acceleration process,  $q(t, \alpha)$  is a deterministic modulating function,  $w(t)$  is a zero mean unit variance Gaussian white noise process,  $h(t, \lambda(\tau))$  is a band-pass filter, and  $\sigma_h^2(t) = \int_{-\infty}^t h^2(t - \tau, \lambda(\tau)) dt$  is a term that normalizes the filter function. This normalization ensures that the temporal non-stationarity is affected solely by the modulating function. On the other hand, the normalized filter function controls the spectral non-stationarity of the process. Note that the normalization terms in Equations 1 and 2 are integrated with respect to  $d\tau$  and  $dt$ , respectively.

## 2.2. Proposed Filter Function

A widely used filter function in the site-based stochastic model in Equation 1, is the pseudo-acceleration response of an underdamped single degree of freedom (SDOF) linear system [14]. This filter is expressed as:

$$h(t - \tau, \lambda(\tau)) = \frac{\omega(\tau)}{\sqrt{1 - \zeta^2(\tau)}} e^{-\zeta(\tau)\omega(\tau)(t-\tau)} \sin\left(\omega(\tau)\sqrt{1 - \zeta^2(\tau)}(t - \tau)\right) \quad 3$$

where  $\lambda(\tau) = (\zeta(\tau), \omega(\tau))$  denotes damping ratio and frequency as the filter parameters, respectively. The frequency parameter of this filter accounts for the evolutionary predominant frequency of ground motions, and the damping ratio accounts for the frequency bandwidth. The Fourier amplitude spectrum (FAS) of this filter, as shown in Fig. 1 for a value of  $\zeta(\tau)$  and  $\omega(\tau)$ , indicates clearly that the zero-frequency amplitude in FAS that is equal to the mean level of the process is not zero. Therefore, the final acceleration is not zero-mean, and the velocity and displacement time-series have residuals. Therefore, high pass filtering is still required to address this issue. However, high-pass filtering removes the low-frequency components and their associated energy from the process. This means the final process underestimates the total energy. This restricts the stochastic model in Equation 1 to only far-field ground motions where low-frequency contents are not significant in terms of energy. A new filter function is proposed to avoid this average bias in the total energy of the final process and improve the capability of the model. This new filter attempts to remove the zero-frequency amplitude and the mean level from the process. Therefore, high pass filtering is not required anymore.

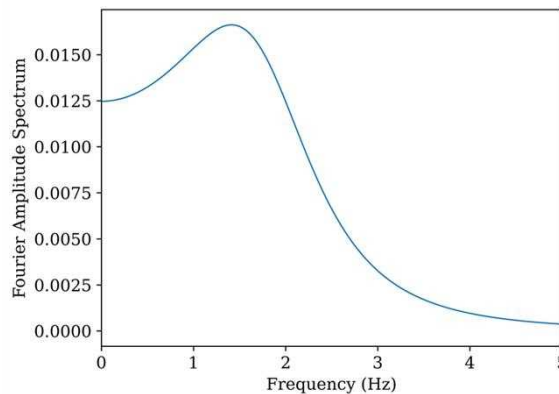


Fig. 1 Fourier Amplitude spectrum of the filter function for  $\zeta = 0.5$  and  $\omega = 2$  Hz.

The new filter function is based on sequential filtering of the Pseudo acceleration and acceleration response of an SDOF system. The proposed filter function is expressed as:

$$h(t, \lambda(\tau)) = h_l(t, \lambda_l(\tau)) * h_u(t, \lambda_u(\tau)) \quad 4$$

$$h_l(t, \lambda_l(\tau)) = \frac{1}{\omega_l(\tau)^2} \frac{d^2}{dt^2} [h_u(t, \lambda_l(\tau))] \quad 5$$

where  $h_u(t, \lambda(\tau))$  is the filter function in Equation 3. Fig. 2 illustrates the FAS of the proposed filter function where a frequency bandwidth is delimited by the upper and lower corner frequencies. Moreover, the zero-frequency amplitude is zero, indicating a mean-free process in which it does not require high-pass filtering. It is important to note that the proposed filter function can mitigate the surplus of low frequencies in the model in Equation 1. However, to address the drawbacks, the proposed filter should be employed within the improved model in Equation 2.

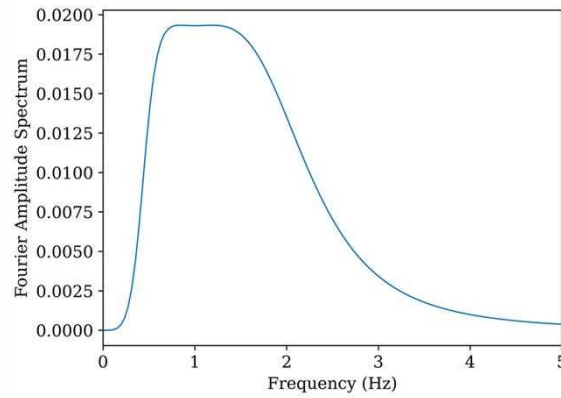


Fig. 2 Fourier Amplitude spectrum of the proposed filter function for  $\zeta = 0.5$  and  $\omega_l = 0.5$  Hz and  $\omega_u = 2$  Hz.

### 3. IDENTIFICATION OF MODEL PARAMETERS

#### 3.1. Parameter identification procedure

Following [14], we adopt a Gamma modulating function initially proposed by [33] to account for temporal non-stationarity. The Gamma function is expressed as:

$$q(t, \alpha) = a_0 t^{a_1} e^{-\alpha_2 t} \quad 6$$

where  $a_0, a_1$  and  $a_2$  are the shape parameters. To obtain the parameters of the modulating function, the cumulative energy of the model is fitted to the same of a target accelerogram according to [14].

For the filter parameters, we employ a linear functional form for simplicity as below:

$$\omega_l(\tau) = \omega_{l_0} - \frac{\omega_{l_0} - \omega_{l_n}}{t_n} \tau \quad 7$$

$$\omega_u(\tau) = \omega_{u_0} - \frac{\omega_{u_0} - \omega_{u_n}}{t_n} \tau \quad 8$$

$$\zeta(\tau) = \zeta_0 - \frac{\zeta_0 - \zeta_n}{t_n} \tau \quad 9$$

The filter parameters ( $\omega_{l_0}, \omega_{l_n}, \omega_{u_0}, \omega_{u_n}, \zeta_0, \zeta_n$ ) are identified by fitting the cumulative counts of zero-level up-crossing of the acceleration and its corresponding displacement as well as the cumulative counts of positive minima and negative maxima of the

acceleration process to the same measurements of a target accelerogram as described in [14].

### 3.2. Model parameters for selected target accelerograms

Using the procedure in the previous section, we identify model parameters for two selected accelerograms. As shown in Table 1, selected accelerograms encompass component 90 of the Northridge-01 1994 earthquake recorded at the 116th Street School station (NGA RSN 984), the pulse-like component 0 of the Imperial Valley-06 1979 earthquake recorded at El Centro-Meloland Geotechnical Array station (NGA RSN 171). Repi, Rjb, and Rrup are epicentral, Joyner-Boore, and rupture distance metrics and Vs30 is the average shear wave velocity at the top 30m depth of soil.

Table 1 Seismological characteristics of the target accelerograms

NGA RSN	Magnitude	Mechanism	Repi (km)	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
984	6.69	Reverse	41	36.39	41.17	301
171	6.53	Strike-slip	19.44	0.07	0.07	264

Fig. 3 illustrates the cumulative energy of the model when fitting to the target accelerograms. It is clear that the Gamma function can easily account for the temporal distribution of energy where the energy arrives in a single strong motion phase. The identified parameters of the modulating function are shown in Table 2.

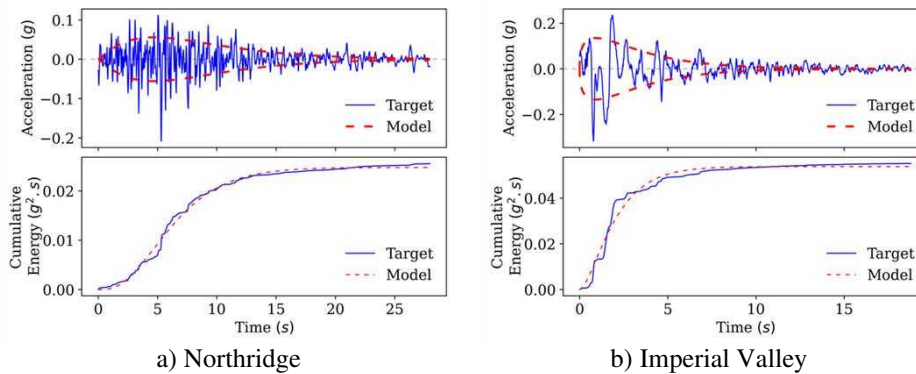


Fig. 3 Cumulative energy of the target accelerograms and the fitted models.

Table 2 Parameters of the modulating function fitted to target accelerograms.

NGA RSN	Modulating function parameters		
	$a_0$	$a_1$	$a_2$
984	0.03	1.17	0.25
171	0.2	0.37	0.41

Fig. 4 illustrates the cumulative counts of zero-level up-crossing of acceleration and its corresponding displacement time-series and the same of the target accelerograms. Similarly, Fig. 5 shows the cumulative count of positive minima and negative maxima (local extrema) of the acceleration process and the target accelerograms. It is evident the linear functional form of filter parameters can effectively capture the time variation of these metrics. In Imperial Valley ground motion, the rate of zero crossing, which is the slope of the curve in Fig. 4, is initially low and then increases over time in contrast to the Northridge. The filter parameters are shown in Table 3.

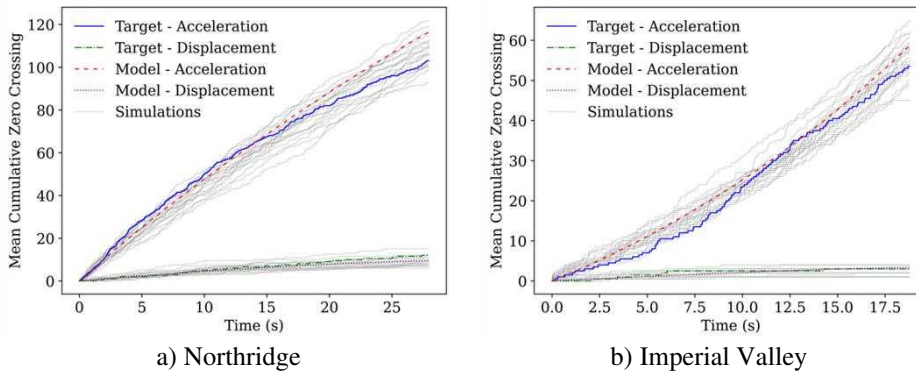


Fig. 4 Cumulative number of zero-level up-crossings of the target accelerograms and the fitted models.

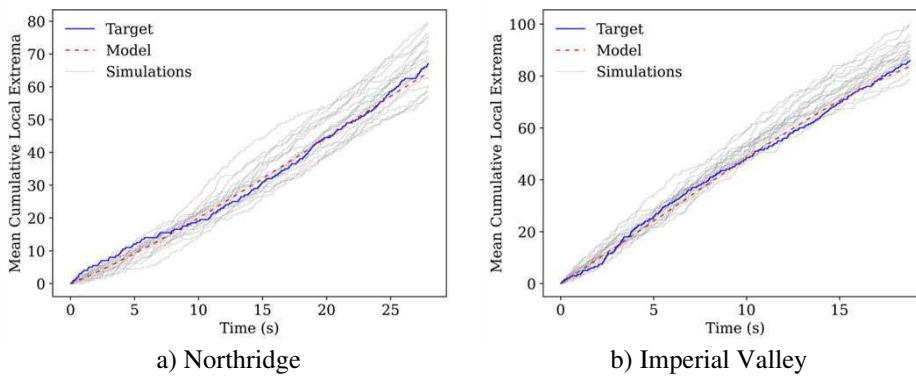


Fig. 5 Cumulative number of positive minima and negative maxima (local extrema) of the target accelerograms and the fitted models.

Table 3 Parameters of the filter function fitted to target accelerograms.

NGA RSN	Frequency parameters (Hz)				Damping ratio parameters	
	$\omega_{h_0}$	$\omega_{h_n}$	$\omega_{l_0}$	$\omega_{l_n}$	$\zeta_0$	$\zeta_n$
984	5.7	1.5	0.48	0.38	0.44	2.18
171	1.4	4.6	0.27	0.1	1.2	0.25

#### 4. VALIDATION AND SIMULATION ASSESSMENT

Before applying simulations in engineering applications, it is imperative to verify the stochastic ground motion model. This validation is essential to confirm that the model effectively captures the essential features of recorded ground motions, thereby ensuring the credibility of synthetic motions for engineering purposes. This paper, in accordance with the literature [34–37], compares the ground motion time-series, the elastic response spectra, and the Fourier amplitude spectrum of the target accelerograms with those of the fitted stochastic model to verify the improved model.

Given the identified model parameters, the acceleration time-series can be obtained directly without any post-processing. Fig. 6 to Fig. 8 illustrate the acceleration, velocity, and displacement time-series of the target motions and two corresponding alternative simulations. It is evident that the improved model simulates motions that resemble the recorded time-series in terms of the overall waveform, intensity level, duration, frequency content, pulse timing, and pulse intensity without considering additional explicit constraints on these near-fault features.

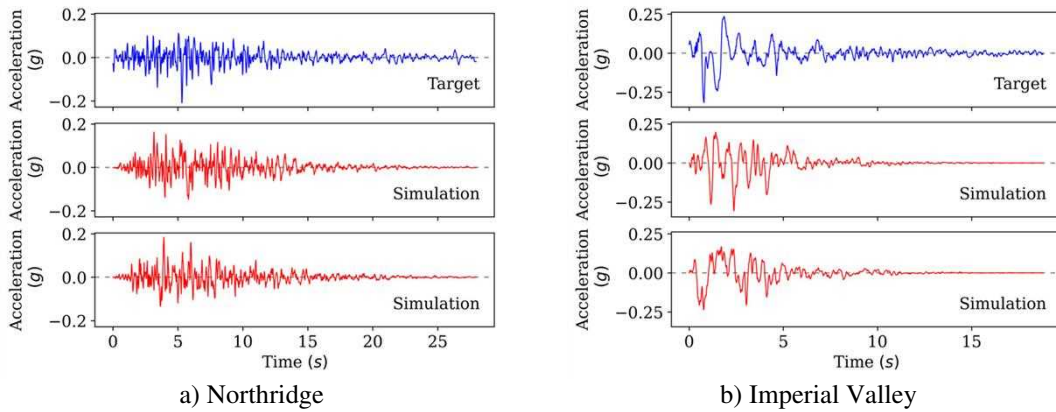


Fig. 6 Target accelerograms and two alternative simulations using the fitted model.

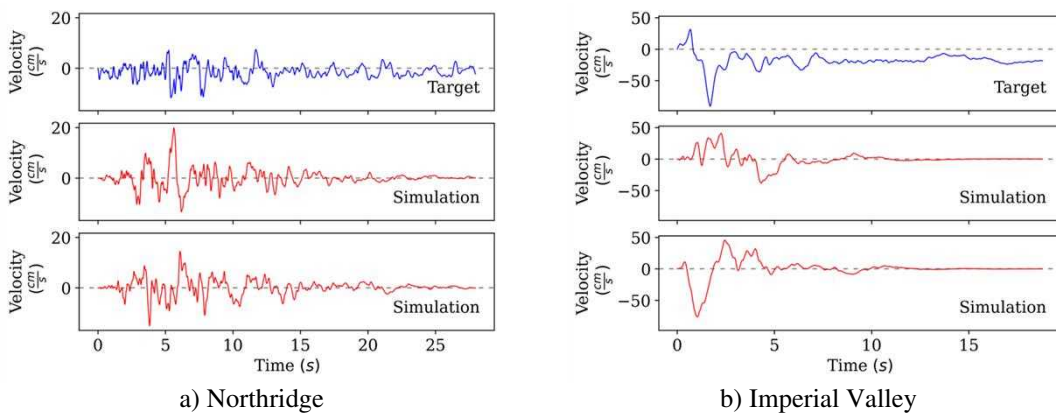


Fig. 7 Target Velocity time-series and two alternative simulations using the fitted model.

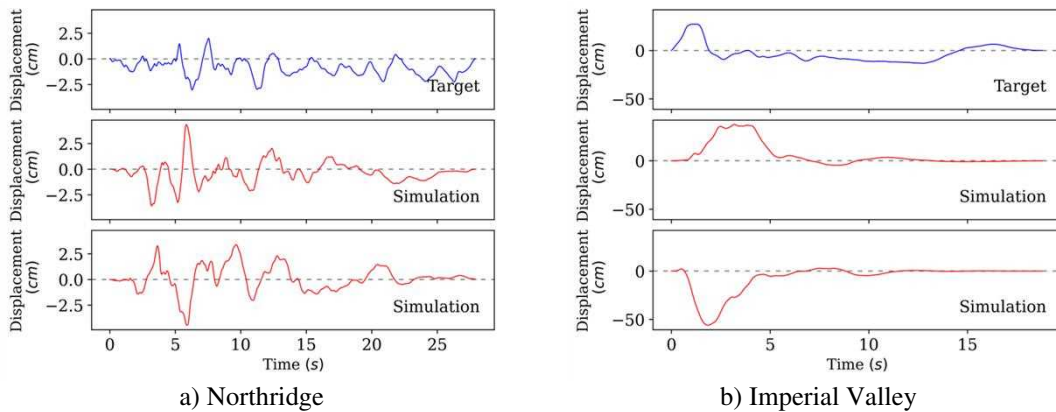


Fig. 8 Target displacement time-series and two alternative simulations using the fitted model.

As mentioned before, the proposed improved model avoids the average bias in the total energy of the target motions. Fig. 9 shows the cumulative energy of target motions and 20 alternative simulations. As can be seen, the average of the simulation matches the target motion, and there is no average bias in the energy build-up.

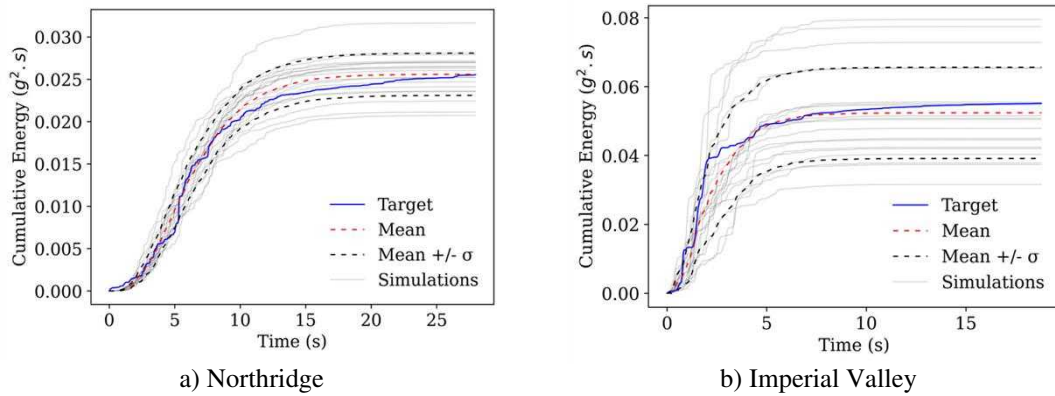


Fig. 9 Cumulative energy of target accelerograms and 20 alternative simulations using the fitted model.

To facilitate additional comparison, Fig. 10 depicts the spectral acceleration (SA) at 5% damping for both the target accelerograms and 20 corresponding alternative simulations. Notably, the SA of the target motions consistently falls within the ranges covered by those of the simulated motions across various period ranges. Hence, it is reasonable to regard the target motions as a single alternative realization of the stochastic model under the specified parameters.

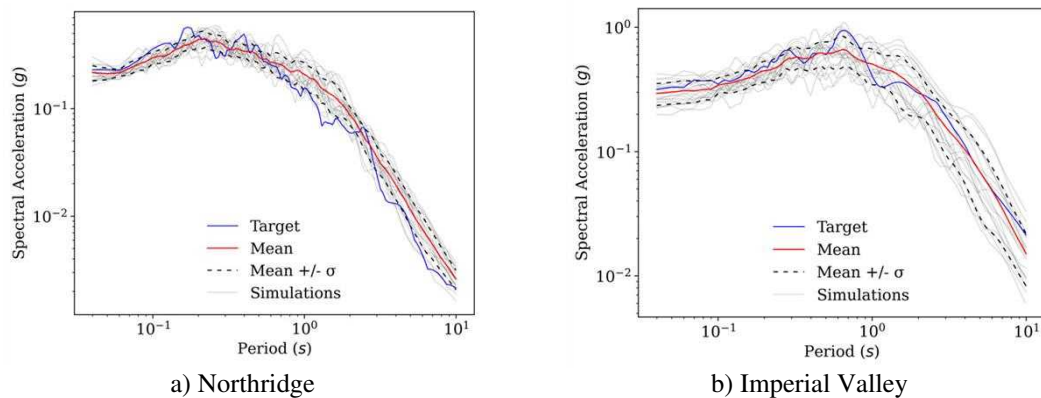


Fig. 10 Spectral acceleration of target accelerograms and 20 alternative simulations using the fitted model.

## 5. CONCLUSION

This paper improves the frequency content of a fully non-stationary stochastic site-based model. The proposed improvements include modification of the model formulation and introducing a new filter function. These improvements enable the simulation of near-fault pulse-like ground motion in addition to the far-field motions. Moreover, the additional post-processing step required in previous stochastic site-based models in the literature is omitted, leading to energy bias-free synthetic ground motions.

An in-depth description of the model application is presented, employing two specific target accelerograms with far-field and near-fault earthquake and site characteristics, including Northridge 1994 and Imperial Valley 1979 earthquakes. The stochastic model's validation involves visually comparing time-series data for acceleration, velocity, and displacement, along with examining elastic spectral acceleration. The analysis demonstrates that given identified parameters, the recorded motion can be regarded as a single realization of the stochastic model for that specific earthquake scenario which can be used in conjunction or in lieu of real recorded ground motions.



## 6. ACKNOWLEDGMENTS

The authors extend their appreciation to Dr. Sanaz Rezaeian for her invaluable insights and guidance throughout the development of this research.

## 7. FUNDING

This work was partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE under reference UIDB/04029/2020, and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. This study has been partly funded by the STAND4HERITAGE project that has received funding from the European Research Council (ERC) under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program (Grant agreement No. 833123), as an Advanced Grant. This work is partly financed by national funds through FCT - Foundation for Science and Technology, under grant agreement UI/BD/153379/2022 attributed to the first author.

## 8. REFERENCES

- [1] Funari MF, Silva LC, Savalle N, Lourenço PB. A CONCURRENT MICRO/MACRO FE-MODEL OPTIMIZED WITH A LIMIT ANALYSIS TOOL FOR THE ASSESSMENT OF DRY-JOINT MASONRY STRUCTURES. *Int J Multiscale Comput Eng* 2022;20:65–85. <https://doi.org/10.1615/INTJMULTCOMPENG.2021040212>.
- [2] Valente M, Milani G. Non-linear dynamic and static analyses on eight historical masonry towers in the North-East of Italy. *Eng Struct* 2016;114:241–70. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2016.02.004>.
- [3] Karimzadeh S, Funari MF, Szabó S, Hussaini SMS, Rezaeian S, Lourenço PB. Stochastic simulation of earthquake ground motions for the seismic assessment of monumental masonry structures: Source-based vs site-based approaches. *Earthq Eng Struct Dyn* 2024;53:303–30. <https://doi.org/10.1002/eqe.4012>.
- [4] Watson-Lamprey J, Abrahamson N. Selection of ground motion time series and limits on scaling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2006;26:477–82. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.07.001>.
- [5] Hancock J, Watson-Lamprey J, Abrahamson NA, Bommer JJ, Markatis A, McCoyh E, et al. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering* 2006;10:67–89. <https://doi.org/10.1080/13632460609350629>.
- [6] Naeim F, Lew M. On the use of design spectrum compatible time histories. *Earthquake Spectra* 1995;11:111–27. <https://doi.org/10.1193/1.1585805>.
- [7] Luco N, Bazzurro P. Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthq Eng Struct Dyn* 2007;36:1813–35. <https://doi.org/10.1002/eqe.695>.
- [8] Rezaeian S, Hartzell S, Sun X, Mendoza C. Simulation of earthquake ground motions in the eastern United States using deterministic physics-based and site-based stochastic approaches. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2017;107:149–68. <https://doi.org/10.1785/0120160031>.
- [9] Fayaz J, Rezaeian S, Zareian F. Evaluation of simulated ground motions using probabilistic seismic demand analysis: CyberShake (ver. 15.12) simulations for Ordinary Standard Bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2021;141:106533. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106533>.
- [10] Rezaeian S, Der Kiureghian A. Simulation of orthogonal horizontal ground motion components for specified earthquake and site characteristics. *Earthq Eng Struct Dyn* 2012;41:335–53. <https://doi.org/10.1002/eqe.1132>.

- [11] Arslan Kelam A, Karimzadeh S, Yousefibavil K, Akgün H, Askan A, Erberik MA, et al. An evaluation of seismic hazard and potential damage in Gaziantep, Turkey using site specific models for sources, velocity structure and building stock. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2022;154:107129. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107129>.
- [12] Douglas J, Aochi H. A survey of techniques for predicting earthquake ground motions for engineering purposes. *Surv Geophys* 2008;29:187–220. <https://doi.org/10.1007/s10712-008-9046-y>.
- [13] Rezaeian S, Sun X. Stochastic ground motion simulation. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg; 2014, p. 1–15. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5\\_239-1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_239-1).
- [14] Rezaeian S, Der Kiureghian A. A stochastic ground motion model with separable temporal and spectral nonstationarities. *Earthq Eng Struct Dyn* 2008;37:1565–84. <https://doi.org/10.1002/eqe.831>.
- [15] Boore DM. Simulation of ground motion using the stochastic method. *Pure Appl Geophys* 2003;160:635–76. <https://doi.org/10.1007/PL00012553>.
- [16] Boore DM. Comparing stochastic point-source and finite-source ground-motion simulations: SMSIM and EXSIM. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2009;99:3202–16. <https://doi.org/10.1785/0120090056>.
- [17] Graves RW, Pitarka A. Broadband ground-motion simulation using a hybrid approach. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2010;100:2095–123. <https://doi.org/10.1785/0120100057>.
- [18] Motazedian D. Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2005;95:995–1010. <https://doi.org/10.1785/0120030207>.
- [19] Stafford PJ, Sgobba S, Marano GC. An energy-based envelope function for the stochastic simulation of earthquake accelerograms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2009;29:1123–33. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.01.003>.
- [20] Alamilla J, Esteva L, García-Pérez J, Díaz-López O. Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance. *Journal of Seismology* 2001 5:1 2001;5:1–21. <https://doi.org/10.1023/A:1009892002555>.
- [21] Waezi Z, Balzadeh S. Simulation of near-field pulse-like ground motions using a correlated bimodal fractional stochastic model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2022;161:107434. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107434>.
- [22] Waezi Z, Rofooei FR, Hashemi MJ. A multi-peak evolutionary model for stochastic simulation of ground motions based on time-domain features. *Journal of Earthquake Engineering* 2021;25:343–79. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1518279>.
- [23] Dabaghi M, Der Kiureghian A. Stochastic model for simulation of near-fault ground motions. *Earthq Eng Struct Dyn* 2017;46:963–84. <https://doi.org/10.1002/eqe.2839>.
- [24] Lin YK. On random pulse train and its evolutionary spectral representation. *Probabilistic Engineering Mechanics* 1986;1:219–23. [https://doi.org/10.1016/0266-8920\(86\)90015-9](https://doi.org/10.1016/0266-8920(86)90015-9).
- [25] Sgobba S, Stafford PJ, Marano GC, Guaragnella C. An evolutionary stochastic ground-motion model defined by a seismological scenario and local site conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2011;31:1465–79. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.05.014>.
- [26] Yamamoto Y, Baker JW. Stochastic model for earthquake ground motion using wavelet packets. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2013;103:3044–56. <https://doi.org/10.1785/0120120312>.
- [27] Pousse G, Bonilla LF, Cotton F, Margerin L. Nonstationary stochastic simulation of strong ground motion time histories including natural variability: application to the K-Net Japanese database. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2006;96:2103–17. <https://doi.org/10.1785/0120050134>.

- [28] Vlachos C, Papakonstantinou KG, Deodatis G. A multi-modal analytical non-stationary spectral model for characterization and stochastic simulation of earthquake ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2016;80:177–91. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.10.006>.
- [29] Huang D, Wang G. Energy-compatible and spectrum-compatible (ECSC) ground motion simulation using wavelet packets. *Earthq Eng Struct Dyn* 2017;46:1855–73. <https://doi.org/10.1002/eqe.2887>.
- [30] Tamhidi A, Kuehn N, Ghahari SF, Rodgers AJ, Kohler MD, Taciroglu E, et al. Conditioned simulation of ground-motion time series at uninstrumented sites using Gaussian process regression. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2022;112:331–47. <https://doi.org/10.1785/0120210054>.
- [31] Alimoradi A, Beck JL. Machine-learning methods for earthquake ground motion analysis and simulation. *J Eng Mech* 2015;141:04014147. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000869](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000869).
- [32] Safak E, Boore DM. On low-frequency errors of uniformly modulated filtered white-noise models for ground motions. *Earthq Eng Struct Dyn* 1988;16:381–8. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160307>.
- [33] Rodolfo Saragoni G, Hart GC. Simulation of artificial earthquakes. *Earthq Eng Struct Dyn* 1973;2:249–67. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290020305>.
- [34] Burks LS, Baker JW. Validation of ground-motion simulations through simple proxies for the response of engineered systems. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2014;104:1930–46. <https://doi.org/10.1785/0120130276>.
- [35] Goulet CA, Abrahamson NA, Somerville PG, Wooddell KE. The SCEC broadband platform validation exercise: methodology for code validation in the context of seismic-hazard analyses. *Seismological Research Letters* 2015;86:17–26. <https://doi.org/10.1785/0220140104>.
- [36] Olsen KB, Mayhew JE. Goodness-of-fit criteria for broadband synthetic seismograms, with application to the 2008 mw 5.4 Chino Hills, California, earthquake. *Seismological Research Letters* 2010;81:715–23. <https://doi.org/10.1785/gssrl.81.5.715>.
- [37] Rezaeian S, Der Kiureghian A. Simulation of synthetic ground motions for specified earthquake and site characteristics. *Earthq Eng Struct Dyn* 2010;39:1155–80. <https://doi.org/10.1002/eqe.997>.

## **STATISTICAL ANALYSIS OF THE EUROPEAN GROUND MOTION DATASET AND RECOMMENDATIONS FOR DATA ENHANCEMENT**

**SAYED M. S. HUSSAINI**  
PhD student  
University of Minho

**DANIEL CAICEDO**  
PhD student  
University of Minho

**SHAGHAYEGH KARIMZADEH**  
Researcher  
University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
University of Minho

### **ABSTRACT**

This study presents a comprehensive statistical analysis of the ground motion dataset collected from various seismic events in Europe. The availability of high-quality seismic data is crucial for earthquake hazard assessment, engineering design, and disaster preparedness. However, there are often gaps and limitations in existing datasets that hinder their utility for these purposes. This study aims to shed light on the statistical properties of the European ground motion dataset and proposes recommendations to address these data gaps. Our analysis begins with a thorough examination of the existing ground motion records in Europe. We investigate the distribution of ground motion parameters, such as peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV), and spectral acceleration at 0.2s (SA) across different geographical regions. Furthermore, this paper highlights the challenges and shortcomings of the current European ground motion dataset. Common issues such as data sparsity, inconsistent recording practices, and limited spatial coverage are discussed in detail. One proposed solution to alleviate the gaps in the seismic dataset involves the utilization of synthetic ground motions corresponding to recorded earthquake events.

**Keywords:** Earthquake ground motion, Pan-European seismic data, Statistical analysis, Seismic hazard assessment, Synthetic ground motion.

## 1. INTRODUCTION

Recent advancements in earthquake engineering and seismology underscore the critical importance of having reliable datasets for earthquake ground motions. Strong motion databases play a crucial role in the development of Ground Motion Models (GMMs) [1–6], a common practice in Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) [7,8]. These databases also serve as a fundamental resource for providing seismic input in the analysis of both deterministic and probabilistic aspects of structural and geotechnical systems [9].

Various initiatives have been undertaken globally to gather seismic data from regions prone to seismic activity. The comprehensive Next Generation Attenuation (NGA) database, directed by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) includes NGA-West2 [10], NGA-East [11], and NGA-Sub databases [12]. NGA-West2 comprises 21,336 three-component records from 599 events. Similarly, the NGA-East database encompasses more than 27,000 time series originating from 82 earthquakes and involving 1271 recording stations. Additionally, the NGA-Sub database offers information on 991 earthquake events spanning the years between 1937 and 2016. Similarly, comprehensive datasets representative of seismic-prone regions in Europe have been compiled, including the Reference Database for Seismic Ground Motion in Europe (RESORCE) [13], the pan-European Engineering Strong Motion (ESM) database [14], and the Italian Accelerometric Archive (ITACA) [15]. Notably, AFAD-Turkish Accelerometric Database and Analysis Systems contribute to the largest dataset in Türkiye [16]. In Japan, the K-NET (Kyoshin network) and KiK-net (Kiban Kyoshin network) networks serve as open-source databases, collectively documenting 1,742 earthquakes [17]. These extensive datasets play a pivotal role in advancing research, analysis, and understanding of seismic activity in diverse regions worldwide.

Despite the global expansion of strong-motion networks, the availability of recorded strong ground motions remains limited due to seismic gaps in numerous regions. This constraint poses challenges in characterizing specific analysis conditions or potential design scenarios [18]. In instances where additional ground motions are needed for a particular design scenario or analysis condition, engineers often resort to selecting recorded motions with seismological characteristics differing from those at the site of interest, subsequently adjusting them through scaling or spectrum matching [19,20]. However, these controversial approaches may compromise the correlation between the characteristics of recorded ground motions and their original physical conditions, potentially resulting in motions with unrealistic features [21,22].

An alternative strategy involves the use of ground motion simulations that capture essential features of real earthquakes while maintaining consistency with the desired physical conditions. This becomes particularly crucial for realistically estimating seismic demand, especially when employing sophisticated nonlinear structural models. These simulation methodologies have gained widespread adoption and validation in seismology and engineering disciplines globally [23–28].

In this context, this study offers a thorough statistical analysis of the ground motion dataset obtained from numerous seismic events in Europe. It also explores alternatives to address the gaps in the dataset, primarily stemming from the absence of large-magnitude events. The distribution of ground motion parameters, such as peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV), across different geographical regions is investigated. Finally, the usage of scenario-based stochastic simulations is highlighted as a potential solution to alleviate the gaps within the seismic dataset.

## 2. STRONG MOTION DATASET

In this investigation, ground motion data spanning across Europe were sourced from the widely recognized pan-European Engineering Strong Motion database (ESM) [14]. This comprehensive reference database aggregates offline data accessible in regional archives, namely the European Strong-Motion Database (ISESD), the Italian Accelerometric Archive (ITACA), the Strong Ground Motion Database of Türkiye (AFAD), and the Hellenic Accelerogram Database (HEAD) [15]. To ensure the creation of a coherent database without redundant recordings, all ground motions were exclusively extracted from the ESM.

Accelerograms play a pivotal role in seismic analysis and structural engineering, serving diverse purposes, particularly in nonlinear time history analysis (NLTHA). NLTHA involves simulating the dynamic response of structures to ground motions, emphasizing the crucial role of acceleration time-series in capturing the intricacies of structural behavior. In engineering practice, accelerograms are indispensable for ground motion selection and scaling, as well as for calibrating stochastic ground motion simulation models. The significance of these time-series extends to performance-based seismic design, where they become integral to evaluating structural performance across varying seismic hazard levels.

Given the focus on ground motions capable of causing structural damage or inducing nonlinear behavior, a filtering process is implemented on the dataset. The established criterion for inclusion is a moment magnitude ( $M_w$ ) exceeding 4.5 and an epicentral distance ( $R_{epi}$ ) less than 1000 kilometers. This filtering ensures that the selected acceleration time-series are representative of the seismic events that are of particular concern for structural integrity and nonlinear response, or at least they can be used in ground motion selection and scaling procedures.

The resulting dataset comprises a total of 10,789 three-component recorded accelerograms, each accompanied by information pertaining to fundamental seismological parameters. Fig. 1 illustrates the distribution of available records across various regions or source locations. It is evident that Italy, Greece, and Türkiye emerge as the most seismic regions, exhibiting the highest number of recorded motions. Moreover, there is a distinct scarcity of offshore recordings in comparison to the more abundant onshore observations.

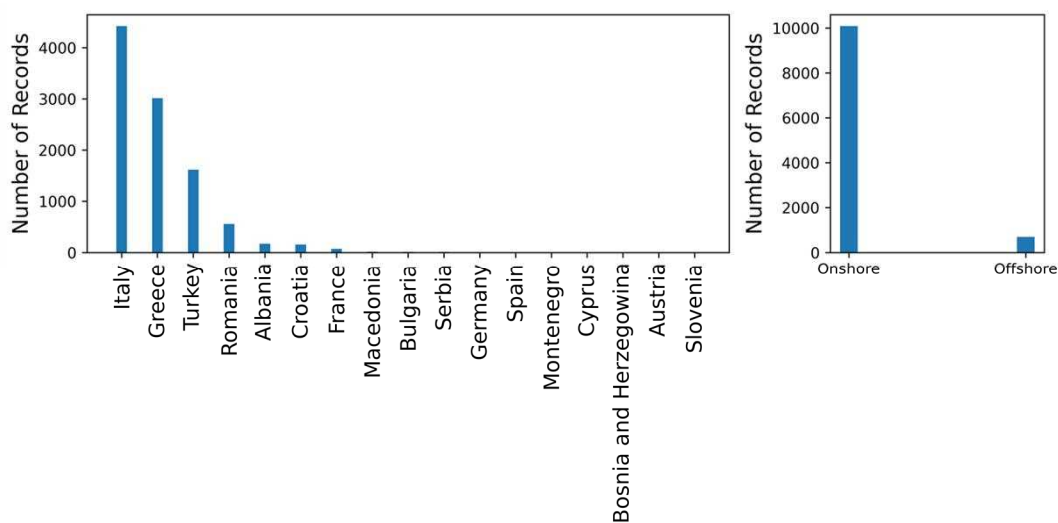


Fig. 1 Contribution of various regions to ground motion database left) Countries right) Location of the source.

The filtered dataset lacks complete information for important distance metrics, necessitating an additional round of filtering to retain only those records with comprehensive details on moment magnitude ( $M_w$ ), fault mechanism ( $F_m$ ), average shear wave velocity at the upper 30-meter soil ( $V_{s30}$ ), and various distance metrics, including epicentral ( $R_{epi}$ ), hypocentral ( $R_{hyp}$ ), Joyner-Boore ( $R_{jb}$ ), and rupture ( $R_{rup}$ ) distance. This refinement resulted in a final dataset comprising 3,224 three-component records. Fig. 2 illustrates the distribution of records from each region that possesses complete information on all seismological parameters and different distance metrics. Consequently, only recordings from Italy, Türkiye, and Greece remain in the final dataset for further analysis. These recordings are derived from 119 seismic events, with their spatial distribution visually represented in Fig. 3.

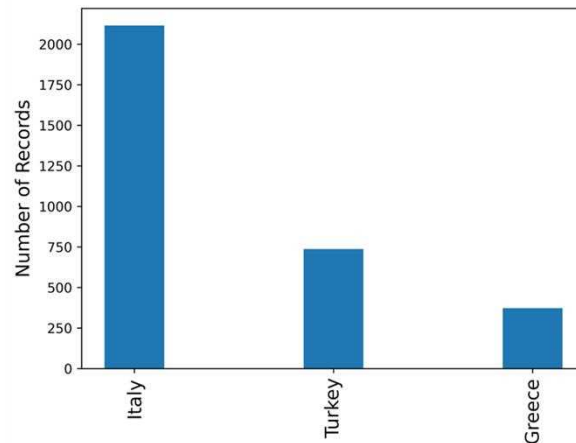


Fig. 2 Contribution of regions to ground motion database with full seismological parameters and different distance metrics.

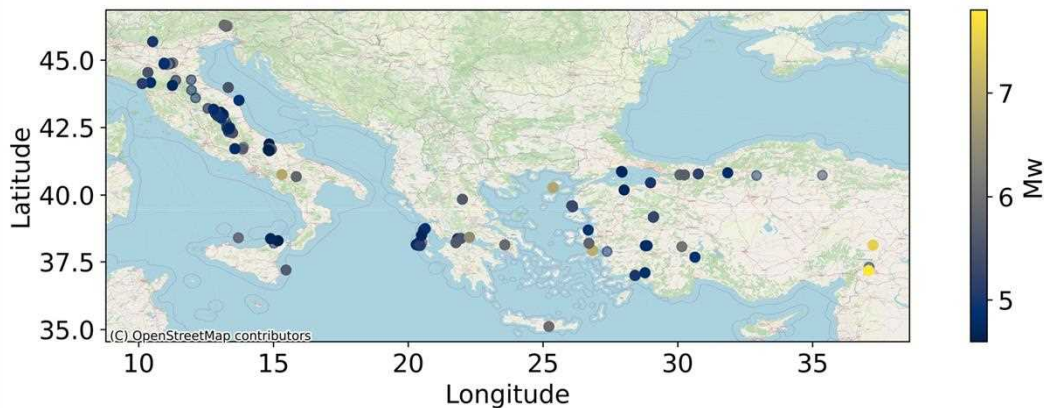


Fig. 3 Spatial variability of seismic events in the recorded dataset.

## 2.1. Region-specific statistics

For a more detailed statistical analysis of the ground motion database, we partition the dataset into three regions: Italy, Greece, and Türkiye. The left panel of Fig. 4 provides an overview of the distribution of recorded ground motions in relation to  $M_w$ ,  $V_{s30}$ ,  $R_{rup}$ , and  $R_{rup}<30$  km. Additionally, the right panel of Fig. 4 depicts the distribution of  $F_m$  specifically for Italy.

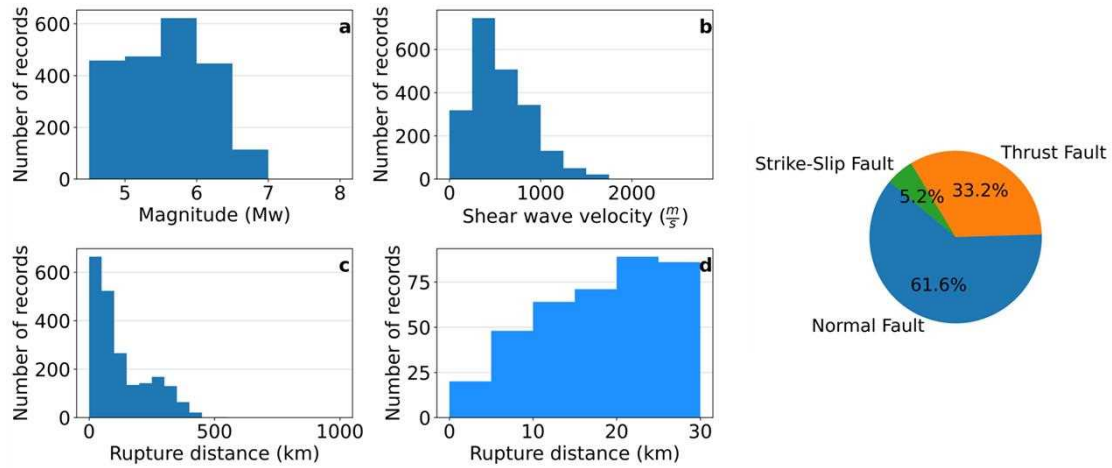


Fig. 4 left panel) distribution of the number of records against a) Mw, b) Vs30, c) Rrup, d) Rrup<30 km; and right panel) distribution of fault mechanism.

Similarly, the corresponding distributions are depicted for Greece in Fig. 5 and Türkiye in Fig. 6.

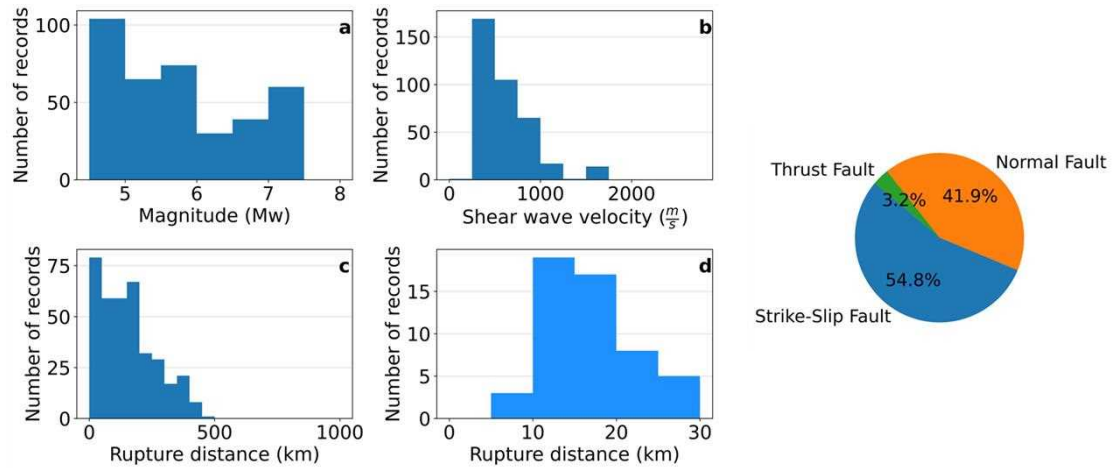


Fig. 5 left panel) distribution of the number of records against a) Mw, b) Vs30, c) Rrup, d) Rrup<30 km; and right panel) distribution of fault mechanism.

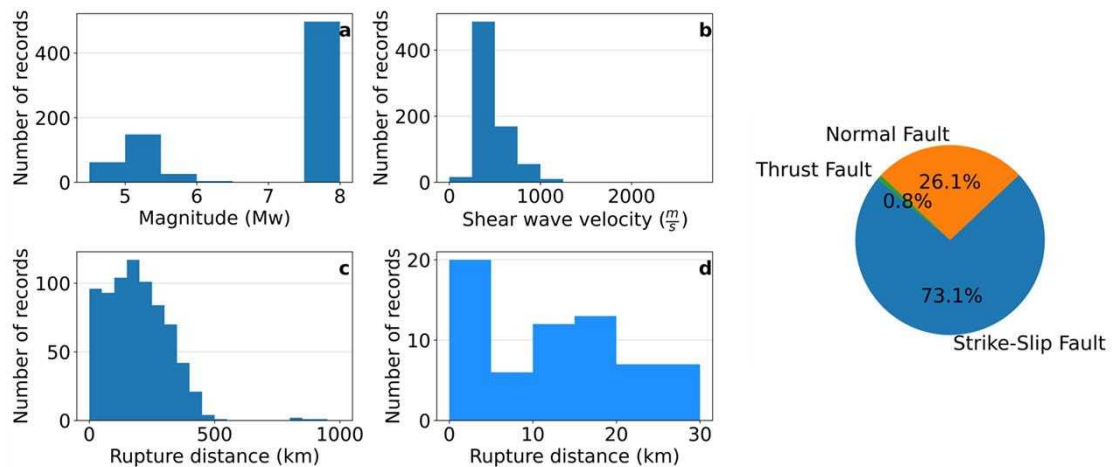


Fig. 6 left panel) distribution of the number of records against a) Mw, b) Vs30, c) Rrup, d) Rrup<30 km; and right panel) distribution of fault mechanism.



From an engineering standpoint, ground motions recorded with a rupture distance exceeding 100 km are generally considered less crucial, mainly due to the observed attenuations in ground motion intensity measures. Their utility is often restricted even in ground motion selection and scaling methods to prevent excessive scale factors [19]. This lack of strong motion data is the main reason that ground motion simulation models are developed.

Examining the preceding figures reveals a prevalence of strike-slip mechanism in Türkiye. In Greece, strike-slip and normal faults exhibit similar occurrences, while in Italy, the majority of recordings stem from normal faults.

Despite the recent 2023 earthquake in Türkiye contributing to the collection of strong motion recordings, the majority of these recordings are not in close proximity to the fault. Analysis of rupture distances less than 30 km across all regions indicates a scarcity of near-fault ground motions. These near-fault motions often possess distinct features, such as a low-frequency directivity pulse, which holds significance in the design and assessment of structures.

With regard to  $V_{s30}$ , a substantial number of ground motions are recorded at stations with soil type B with  $V_{s30}$  between 360-800 m/s [29].

## 2.2. Distribution of intensity measures across regions

The recorded accelerograms in the final dataset, along with their associated seismological properties derived from earthquake and site characteristics, are used to create a flat file. This flat file can be used to extract diverse intensity measures critical in engineering applications. Based on the existing dataset, Fig. 7 and Fig. 8 showcase the maximum peak ground acceleration (PGA) and maximum peak ground velocity (PGV) variation across the regions, respectively.

As an alternative to ground motion simulations, researchers have endeavored to develop ground motion models (GMMs) [1–6]. Yet, unlike simulations, full time time-series of records are not provided by these models. The utility of ground motion models lies in their ability to predict seismic intensity measures at locations where recorded data may be lacking. Although these models can be used in linear response spectrum analysis, they cannot produce ground motion time-series for response history analysis. These models seem suitable for code-based design purposes as they only estimate strong ground motion intensity measures such as peak ground acceleration, velocity, displacement, or elastic response spectra.

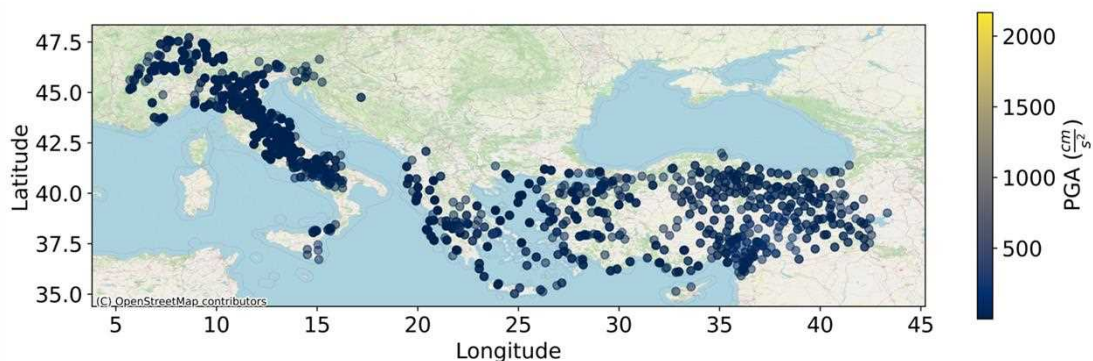


Fig. 7 Distribution of PGA across the regions.

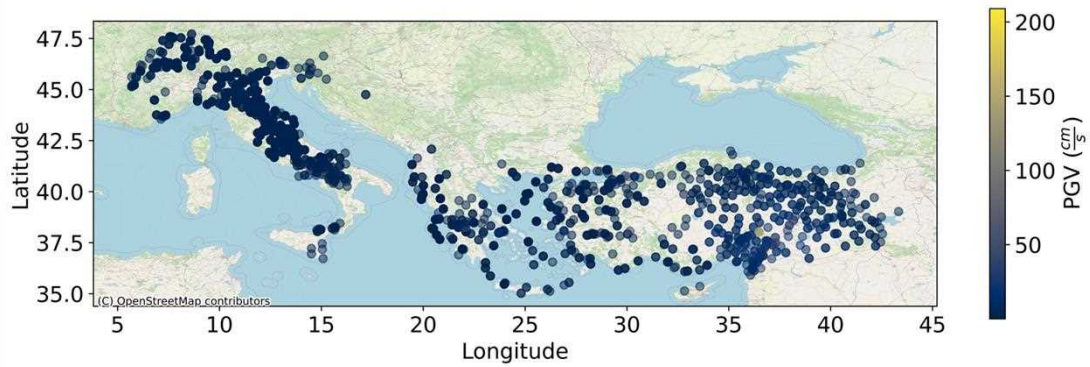


Fig. 8 Distribution of PGV across the regions.

### 3. SCENARIO-BASED GROUND MOTION SIMULATION

#### 3.1. Stochastic source-based approach

The stochastic source-based methods encompass both point-source and finite-fault techniques. Initially introduced by Boore (1983) [30], the original version adopted a point-source approach. Subsequently, Beresnev and Atkinson (1997) [31] extended the point-source model of Boore (1983) to include finite-fault effects in simulations. The stochastic finite-fault ground motion simulation methodology has been improved based on dynamic corner frequency concept in [32] and insights in [33], and implemented through the EXSIM12 platform by [34], to simulate the acceleration time series of scenario events. This comprehensive approach takes into account various factors, including earthquake magnitude, fault geometry, slip distribution, density, rupture velocity, and strike, to characterize fault rupture. By combining source contributions with attenuation parameters and site effects, the method generates seismic signals in the time domain at any observation site.

In the stochastic finite-fault method, the ruptured fault plane is subdivided into smaller sub-sources represented as a grid. Each sub-source is considered a point-source with a  $\omega^2$  source spectrum. These sub-sources undergo rupture with a time delay determined by their distance from the hypocenter. The time-domain summation of contributions from the delayed sub-sources is then conducted to derive the final ground motion simulation, as outlined by [32].

#### 3.2. Improved dataset of ground motions

The development of a comprehensive database of synthetic ground motion accelerograms has proven instrumental in addressing gaps within recorded seismic events, particularly in regions prone to significant seismic activity. In this study, simulations have been compiled specifically for Portugal, Turkey, and Italy, enriching the dataset by mitigating sparsity in recorded ground motions. The simulations are conducted adopting the finite-fault source-based stochastic method with calibrated model parameters for each region [6,35,36]. Fig 9. illustrates the histogram comparing real recorded ground motions with a combined dataset of real records and synthetic simulations for Türkiye. Fig. 9 showcases the improvements from synthetic data in addressing gaps, revealing a more uniform and comprehensive distribution of ground motion characteristics. This augmentation is particularly impactful in rectifying gaps in the magnitude of seismic events that range from 5.5 to 7.5. Additionally, it effectively fills the gaps related to near-fault ground motions. Similarly, Fig. 10 and Fig. 11 illustrate the distribution of ground motion in the improved dataset for Italy and Portugal. In the context of Italy, a preliminary investigation has employed stochastic simulation solely for the

L'Aquila 2009 seismic event, resulting in a modest enhancement of the Italian dataset. Despite this limitation, the synthetic motions have notably enriched the dataset by specifically addressing near-fault ground motions which is an essential aspect in seismic hazard assessment. On the other hand, the contribution of synthetic ground motions to the Portuguese dataset is more substantial. They play a crucial role in filling gaps related to seismic events with magnitudes ranging from 5 to 7, and they are particularly effective in augmenting near-fault ground motions. This significant contribution underscores the importance of synthetic simulations in enhancing the completeness and reliability of seismic datasets, especially in regions like Portugal with seismic activity in the specified magnitude range.

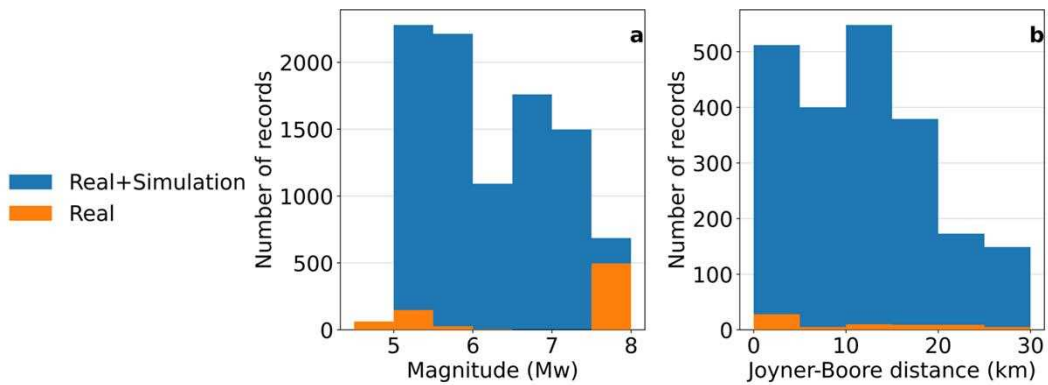


Fig. 9 Distribution of the number of records against a) Magnitude, b) Joyner-Boore distance in the improved dataset for Türkiye.

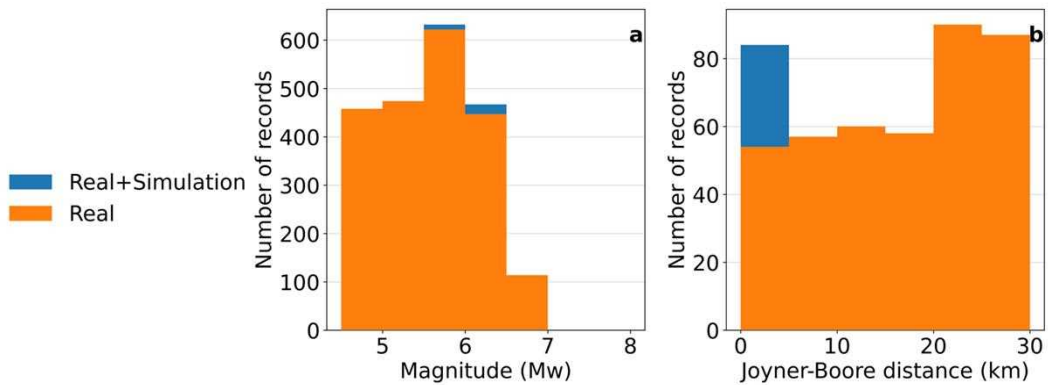


Fig. 10 Distribution of the number of records against a) Magnitude, b) Joyner-Boore distance in the improved dataset for Italy.

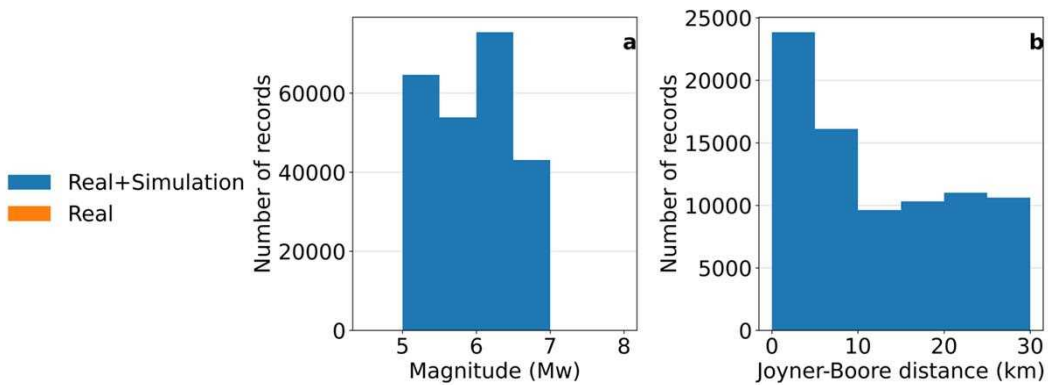


Fig. 11 Distribution of the number of records against a) Magnitude, b) Joyner-Boore distance in the improved dataset for Portugal.

By incorporating synthetic ground motions, the dataset achieves a more robust representation of seismic activity in the aforementioned geographically distinct regions. This not only enhances the overall completeness of the dataset but also contributes significantly to the accuracy and reliability of hazard assessments [37].

In addition, we conduct a comparison between our simulated dataset and the outcomes derived from a recent pan-European ground motion model, focusing on the attenuation patterns of Peak Ground Acceleration (PGA), Spectral Acceleration at 0.2 seconds (SA at 0.2s), and Peak Ground Velocity (PGV) [3]. This comparative analysis not only validates the reliability of our simulated dataset but also delves into the coherence of the combined dataset. Fig. 12 provides a visual representation of the scatter plots depicting PGA, SA at 0.2s, and PGV against Joyner-Boore distance ( $R_{jb}$ ) across various fault mechanisms. The inclusion of solid lines delineates the lower ( $M_w=4.5$ ) and upper ( $M_w=7.8$ ) boundaries based on the Ground Motion Model (GMM). Several noteworthy observations emerge from the analysis of Fig. 12. Notably, the combined dataset exhibits consistency in terms of the aforementioned seismic characteristics, aligning closely within the two standard deviations of the GMM. This alignment underscores the robustness of our simulated dataset, reinforcing its fidelity in reproducing realistic ground motion behaviors. Furthermore, our simulated dataset not only accurately replicates the attenuation trends observed in real records but also fills in the gaps in the distance metric-amplitude relationship of the intensity measures.

Ultimately, the integration of synthetic ground motion accelerograms into the seismic dataset for Portugal, Turkey, and Italy not only serves as a powerful tool for researchers and seismic engineers but also contributes significantly to our understanding of seismic hazards in these regions. Comprehensive analysis through histograms underscores the positive impact of synthetic simulations in augmenting and refining seismic datasets for more accurate and reliable assessments of seismic risk.

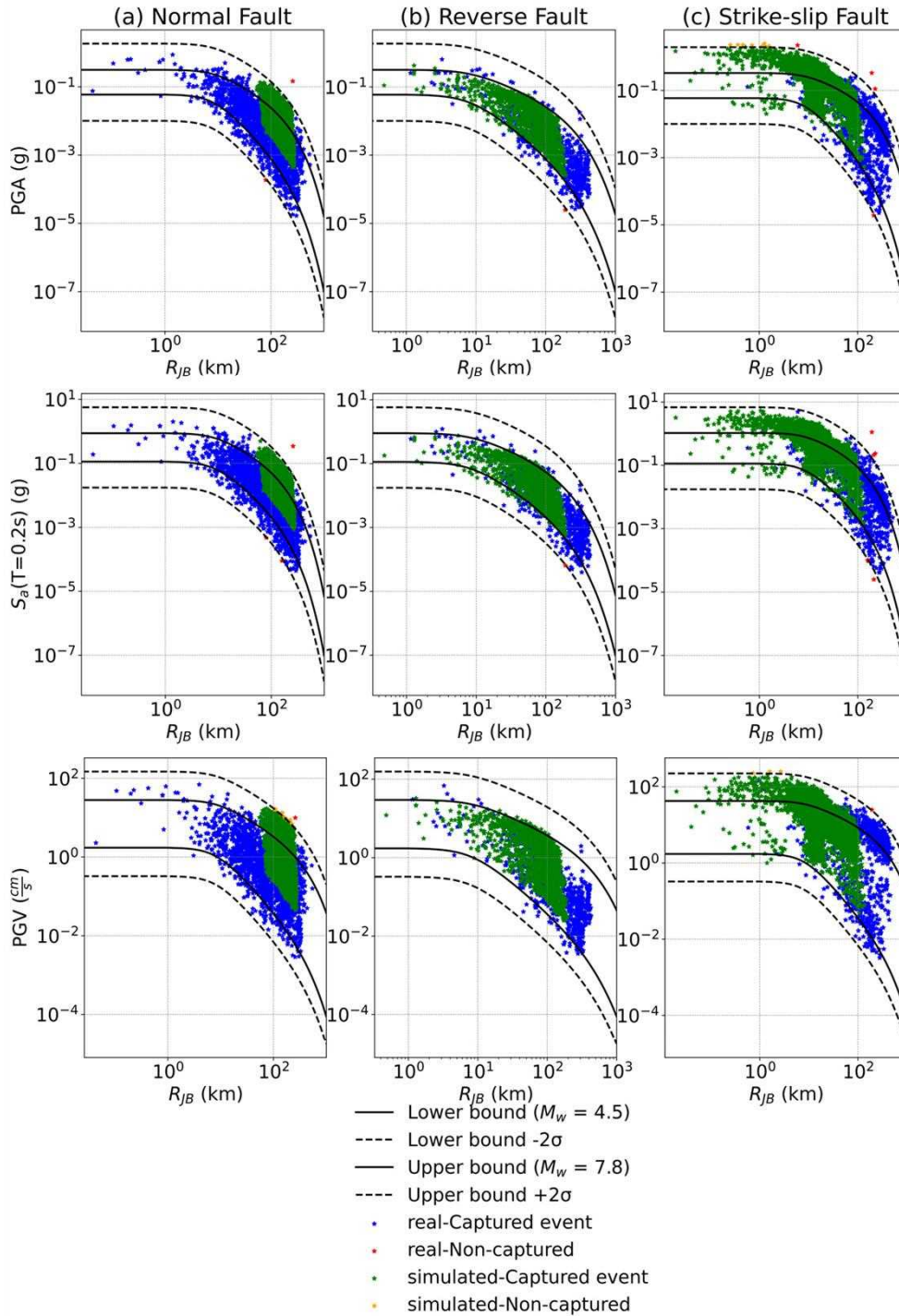


Fig. 12 Verification of the combined dataset.

#### 4. CONCLUSION

This paper furnishes statistical insights into the available accelerogram dataset spanning pan-Europe. The detailed distribution of recorded ground motions in the three most seismic regions Italy, Greece, and Türkiye is presented. Given the limited availability of strong ground motion data, results of scenario-based stochastic simulation models are compiled to improve the dataset. The incorporation of synthetic ground motion accelerograms improves seismic datasets, particularly in the contexts of Türkiye, Italy, and Portugal. While Italy's dataset experienced a limited improvement through a focused

stochastic simulation study for the L'Aquila 2009 seismic event, the primary impact was evident in the enrichment of near-fault ground motions. In contrast, the contribution of synthetic ground motions to the Turkish and Portuguese dataset is more pronounced, significantly addressing gaps in seismic events with magnitudes ranging from 5 to 7, as well as bolstering the representation of near-fault ground motions. The use of synthetic simulations emerges as a critical tool in mitigating sparsity in recorded ground motions, offering a more comprehensive and accurate depiction of seismic activity in these regions.

## 5. FUNDING

This work was partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE under reference UIDB/04029/2020, and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. This study has been partly funded by the STAND4HERITAGE project that has received funding from the European Research Council (ERC) under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program (Grant agreement No. 833123), as an Advanced Grant. This work is partly financed by national funds through FCT - Foundation for Science and Technology, under grant agreement UI/BD/153379/2022 attributed to the first author.

## 6. REFERENCES

- [1] Akkar S, Sandikkaya MA, Bommer JJ. Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2014;12:359–87.
- [2] Bindi D, Cotton F, Kotha SR, Bosse C, Stromeyer D, Grünthal G. Application-driven ground motion prediction equation for seismic hazard assessments in non-cratonic moderate-seismicity areas. *J Seismol* 2017;21:1201–18.
- [3] Kotha SR, Weatherill G, Bindi D, Cotton F. A regionally-adaptable ground-motion model for shallow crustal earthquakes in Europe. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2020;18:4091–125.
- [4] Karimzadeh S, Mohammadi A, Hussaini SMS, Caicedo D, Askan A, Lourenço PB. ANN-Based Ground Motion Model for Turkey using Stochastic Simulation of Earthquakes. *Geophys J Int* 2023;ggad432.
- [5] Mohammadi A, Karimzadeh S, Amir S, Ozsarac V, Lourenço PB. The potential of region-specific machine-learning-based ground motion models: Application to Turkey. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2023;172:108008. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2023.108008>.
- [6] Karimzadeh S, Mohammadi A, Salahuddin U, Carvalho A, Lourenço PB. Backbone ground motion model through simulated records and XGBoost machine learning algorithm: An application for the Azores plateau (Portugal). *Earthq Eng Struct Dyn* 2023. <https://doi.org/10.1002/EQE.4040>.
- [7] McGuire RK. Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthq Eng Struct Dyn* 2008;37. <https://doi.org/10.1002/eqe.765>.
- [8] Baker JW. *An introduction to Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)*. 2008.
- [9] Krinitzky EL. Deterministic versus probabilistic seismic hazard analysis for critical structures. *Eng Geol* 1995;40:1–7.
- [10] Ancheta TD, Darragh RB, Stewart JP, Seyhan E, Silva WJ, Chiou BS-J, et al. NGA-West2 database. *Earthquake Spectra* 2014;30:989–1005.
- [11] Goulet CA, Kishida T, Ancheta TD, Cramer CH, Darragh RB, Silva WJ, et al. PEER NGA-east database. *Earthquake Spectra* 2021;37:1331–53.
- [12] Contreras V, Stewart JP, Kishida T, Darragh RB, Chiou BSJ, Mazzoni S, et al. NGA-Sub source and path database. *Earthquake Spectra* 2022;38:799–840.

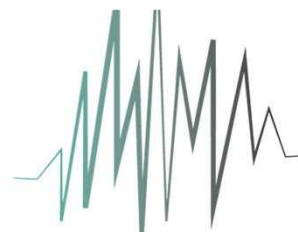
- [13] Akkar S, Sandikkaya MA, Şenyurt M, Sisi AA, Ay B, Traversa P, et al. Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). *Bulletin of Earthquake Engineering* 2014;12. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9506-8>.
- [14] Lanzano G, Sgobba S, Luzi L, Puglia R, Pacor F, Felicetta C, et al. The pan-European Engineering Strong Motion (ESM) flatfile: compilation criteria and data statistics. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2019;17:561–82.
- [15] Luzi L, Hailemichael S, Bindi D, Pacor F, Mele F, Sabetta F. ITACA (ITalian ACcelerometric Archive): A web portal for the dissemination of the Italian strong motion data. *Seismological Research Letters* 2008.
- [16] Disaster, Authority EM. Turkish National Strong Motion Network 1973. <https://doi.org/10.7914/SN/TK>.
- [17] Zhu C, Weatherill G, Cotton F, Pilz M, Kwak DY, Kawase H. An open-source site database of strong-motion stations in Japan: K-NET and KiK-net (v1. 0.0). *Earthquake Spectra* 2021;37:2126–49.
- [18] Yamamoto Y, Baker JW. Stochastic Model for Earthquake Ground Motion Using Wavelet Packets. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2013;103:3044–56. <https://doi.org/10.1785/0120120312>.
- [19] Watson-Lamprey J, Abrahamson N. Selection of ground motion time series and limits on scaling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2006;26:477–82. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.07.001>.
- [20] Hancock J, Watson-Lamprey J, Abrahamson NA, Bommer JJ, Markatis A, McCoy E, et al. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering* 2006;10:67–89.
- [21] Naeim F, Lew M. On the Use of Design Spectrum Compatible Time Histories. *Earthquake Spectra* 1995;11:111–27. <https://doi.org/10.1193/1.1585805>.
- [22] Luco N, Bazzurro P. Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthq Eng Struct Dyn* 2007;36:1813–35. <https://doi.org/10.1002/eqe.695>.
- [23] Rezaeian S, Hartzell S, Sun X, Mendoza C. Simulation of Earthquake Ground Motions in the Eastern United States Using Deterministic Physics-Based and Site-Based Stochastic Approaches. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2017;107:149–68. <https://doi.org/10.1785/0120160031>.
- [24] Fayaz J, Rezaeian S, Zareian F. Evaluation of simulated ground motions using probabilistic seismic demand analysis: CyberShake (ver. 15.12) simulations for Ordinary Standard Bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2021;141:106533. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2020.106533>.
- [25] Rezaeian S, Der Kiureghian A. Simulation of orthogonal horizontal ground motion components for specified earthquake and site characteristics. *Earthq Eng Struct Dyn* 2012;41:335–53. <https://doi.org/10.1002/eqe.1132>.
- [26] Arslan Kelam A, Karimzadeh S, Yousefibaev K, Akgün H, Askan A, Erberik MA, et al. An evaluation of seismic hazard and potential damage in Gaziantep, Turkey using site specific models for sources, velocity structure and building stock. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2022;154:107129. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.107129>.
- [27] Karimzadeh S, Kadasa K, Askanb A, Erberikb MA, Yakutb A. Derivation of analytical fragility curves using SDOF models of masonry structures in Erzincan (Turkey). *Earthquakes and Structures* 2020;18:249–61. <https://doi.org/10.12989/EAS.2020.18.2.249>.
- [28] Askan A, Karimzadeh S, Bilal M. Seismic Intensity Maps for the Eastern Part of the North Anatolian Fault Zone (Turkey) Based on Recorded and Simulated Ground-Motion Data 2017:273–87. <https://doi.org/10.1002/9781118944998.CH10>.
- [29] EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. vol. 50. Brussels: 2004.
- [30] Boore DM. Strong-motion seismology. *Reviews of Geophysics* 1983;21:1308–18.

- [31] Beresnev IA, Atkinson GM. FINSIM--a FORTRAN program for simulating stochastic acceleration time histories from finite faults. *Seismological Research Letters* 1998;69:27–32.
- [32] Motazedian D, Atkinson GM. Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2005;95:995–1010.
- [33] Boore DM. Comparing stochastic point-source and finite-source ground-motion simulations: SMSIM and EXSIM. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2009;99:3202–16.
- [34] Assatourians K, Atkinson G. EXSIM12: A Stochastic Finite-Fault Computer Program in FORTRAN 2012.
- [35] Karimzadeh S, Mohammadi A, Sajad Hussaini SM, Caicedo D, Askan A, Lourenço PB. ANN-based ground motion model for Turkey using stochastic simulation of earthquakes. *Geophys J Int* 2023;236:413–29. <https://doi.org/10.1093/GJI/GGAD432>.
- [36] Karimzadeh S, Funari MF, Szabó S, Sajad Hussaini SM, Rezaeian S, Lourenço PB, et al. Stochastic simulation of earthquake ground motions for the seismic assessment of monumental masonry structures: Source-based vs site-based approaches. *Earthq Eng Struct Dyn* 2023. <https://doi.org/10.1002/EQE.4012>.
- [37] Karimzadeh S, Askan A, Erberik MA, Yakut A. Seismic damage assessment based on regional synthetic ground motion dataset: a case study for Erzincan, Turkey. *Natural Hazards* 2018;92:1371–97. <https://doi.org/10.1007/S11069-018-3255-6/FIGURES/15>.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

# SÍSMICA



# 2024

**13<sup>o</sup>** Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica

***Caracterização mecânica da  
alvenaria em Portugal***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **A DATABASE OF MECHANICAL PROPERTIES OF TWO-LEAF STONE MASONRY WALLS UPDATED BY MEANS OF BAYESIAN INFERENCE**

**ANTONIO MURANO**

PhD Student  
University of Minho

**JAVIER ORTEGA**

Post-doc Researcher  
Spanish National Research  
Council

**HUGO RODRIGUES**

Associate Professor  
University of Aveiro

**GRAÇA VASCONCELOS**

Associate Professor  
University of Minho

### **ABSTRACT**

The work presents the study carried out to build a database of mechanical properties related to the most recurring two-leaf stone masonry wall typologies. The main objectives of this study are: (1) to perform a systematic review of experimental studies (2) to apply a data fusion technique, based on a Bayesian framework, to update the selected mechanical parameter using the information stored in the final database.

The results obtained are compared to the ranges proposed in current standard and guidelines. Therefore, the outcomes presented in this work can provide a valuable support in practice-oriented engineering activities addressing the assessment of existing buildings.

**PALAVRAS-CHAVE:** Database; mechanical properties; two-leaf stone masonry walls; Bayesian updating procedure.

## 1. INTRODUCTION

Traditional deterministic engineering models usually consist of simplified rules deduced accordingly to available experimental data. Despite their effectiveness in terms of cost reduction and overall improvement of structural performance in engineering systems, these approaches only partially account for uncertainty affecting physical quantities by means of conservative values and/or safety factors [1].

Uncertainty may play an important role in the assessment of existing buildings such as masonry heritage constructions, due to variability that can be observed in the description of geometry, materials characterization, and analysis of acting loads.

An effective assessment of historical constructions and monuments combines a certain level of knowledge with minimum invasiveness of interventions, thus aiming at the conservation of the cultural asset [2]. To tackle this issue, Italian and European guidelines (NTC 2008, Eurocode 8 - Part 3) [3] have traditionally relied on a semi-probabilistic framework that defines Knowledge Levels (KLs). Different KLs are achievable once a defined amount of geometrical, architectonic, constructive, and mechanical data is gathered. The achieved *Knowledge Level* corresponds to a *Confidence Factor (CF)* that, once applied to a specific parameter provided by the code, results in a reduction of its value in order to compensate for a biased knowledge of the structure [3] [4].

The progressive rise of awareness on how to consider variability and uncertainty in the material, geometric and construction characteristics of existing buildings, led to a relevant upgrade of the standard deterministic method, particularly in the field of seismic safety assessment procedures.

A significant aspect concerning the application of probabilistic approaches in the construction industry is the acquisition of suitable data and information for the reduction of the global uncertainty characterizing the entire process.

Within this framework, non-destructive techniques and visual inspections are highly valuable tools for existing buildings' material characterization. They are complementary to minor-destructive and destructive procedures that are not always applicable or advisable, especially when the minimum intervention criterion it is not respected.

Recent upgrades in technical guidelines acknowledged the relevance of collecting data from different sources (e.g. non-destructive, minor-destructive and destructive testing procedures), in order to combine them by means of advanced statistical techniques [5].

To this end, Bayesian inference has been generally adopted due to its effectiveness in reducing uncertainties. It allows, on one hand, to fuse together various types of data and, on the other hand, to further upgrade a given parameter when new information is available [6] [5].

Based on the previous considerations, this work presents the research activity carried out to collect data from non-destructive, minor-destructive, and destructive testing procedures by means of literature review. The data was assembled into a large database of mechanical properties related to different historical two-leaf stone masonry types. Bayesian inference has been applied to the collected data to obtain range of variation for different mechanical properties of two-leaf stone masonry types. Lastly, the ranges obtained are compared with the ranges proposed in current standards.

## 2. BAYESIAN INFERENCE: BRIEF OVERVIEW

Classic statistic methods are based on a frequentist interpretation of probability according to which frequencies are used as a measure of uncertainties. Conversely, Bayes' theorem is a proposition about conditional probabilities. A probability distribution function describes an unknown parameter, hence the probability itself to provide an estimation of uncertainty.

According to this approach, an initial distribution of data based on a priori information can be updated, obtaining a posterior distribution, when new observations are available [7].

Bayes theorem weighs the prior information with the evidence provided by the new data. The posterior distribution is a compromise with reduced uncertainty between the prior information and the one contained in the new data [8].

The prior distribution should include all plausible values of a certain variable and its parameters can be estimated based on known initial observations, for instance literature review, and/or subjective knowledge (e.g. personal judgment) [8].

The Bayes theorem allows to estimate the density function of the posterior distribution by multiplying the likelihood function and the density function of the prior distribution with subsequent normalization [9].

Bayesian inference versatility allowed this method to address different engineering applications, ranging from structural performance assessment to estimation of materials' mechanical properties [10] [11] [12] [13] [14].

## 3. DATABASE DEFINITION CRITERIA

The database presented in this work is the result of a systematic review of experimental campaigns addressing the mechanical characterization of two-leaf stone masonry walls. This wall morphology, highly widespread in Portugal, Italy, and other European countries, has been selected since it represents a construction technology frequently applied in many historical buildings [15].

The proposed methodology can be applied to other masonry typologies typically observed in historical constructions, such as one-leaf and three-leaf stone masonry walls. According to Eurocode 8 - part 3 [3] and Italian Code (Table C8.5.1, Circolare n. 7 - 21/01/2019) [16], six different stone masonry types have been considered to build the final database (Fig. 1), namely:

- Masonry Type 1, irregular stone masonry.
- Masonry Type 2, roughly cut stones with wythes of irregular thickness.
- Masonry Type 3, uncut stonework with good texture.
- Masonry Type 4, masonry of irregular soft stone blocks.
- Masonry Type 5, regular masonry of soft stone blocks.
- Masonry Type 6, squared stone masonry.

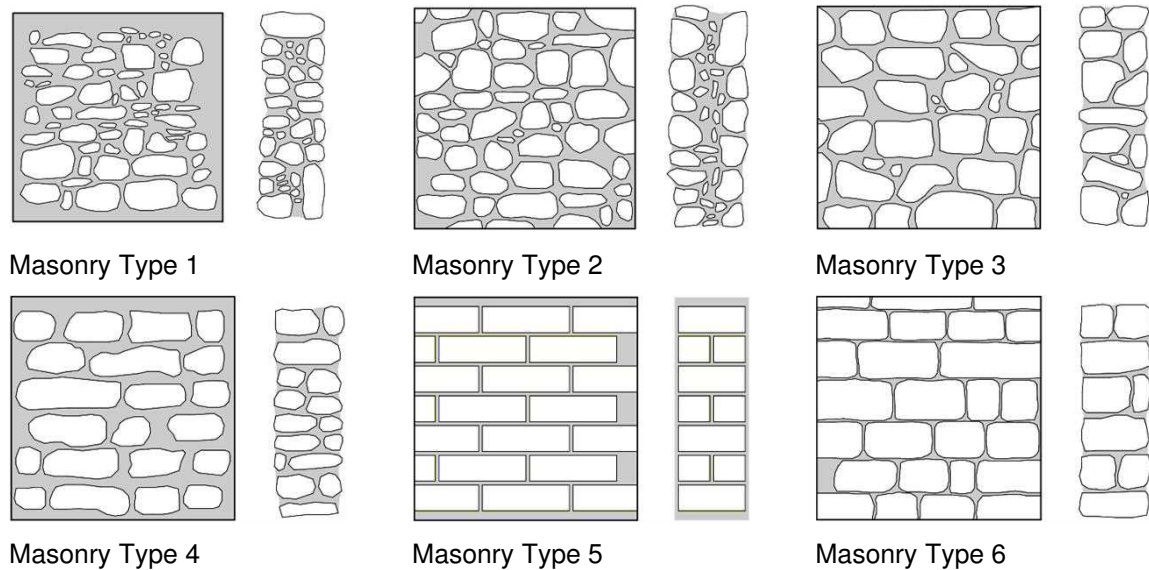


Fig. 1 – Selected masonry types

Experimental data collected for the construction of the database refers to the following mechanical parameters: Young's Modulus ( $E$ ), Shear Modulus ( $G$ ), Compressive Strength ( $f_m$ ) and Shear Strength ( $\tau_0$ ). The testing procedures considered are: Sonic Testing (ST), Flat-Jacks Tests (FJ), Compression Tests (CT), Diagonal-Compression (DC) and Shear-Compression Tests (SC).

Five electronic indexing databases were consulted: Scopus, Science Direct (SCD), Web of Knowledge (WOK), Civil Engineering Database (ASCE), and MADA RELUIS Database [17].

In addition to the collected papers, other relevant documents were considered, such as Ph.D. thesis and technical reports of Integrated Projects (SA7) carried out within the framework of the Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions (SAHC).

Papers whose titles were not specifically addressing experimental testing campaigns on two-leaf stone-masonry walls were discarded. On the other hand, those papers complying with the established criteria were carefully screened to avoid any possible repetition. The final list of papers and reports collected to extract the experimental data is provided in <http://dx.doi.org/10.17632/mprjsnr6mp.1>.

Once completed the screening process, every masonry panel described in the final set of documents was evaluated by means of the Masonry Quality Index (MQI) method [18] [19] in order to obtain an empirical initial estimation of the reference mechanical parameters ( $E$ ,  $G$ ,  $f_m$ ,  $\tau_0$ ).

### 3.1. Final Database

The online research on electronic indexing databases resulted in the identification of 4239 documents. The most considerable contributions are represented by the results obtained from SCOPUS (1840 documents) and Web of Knowledge databases (1738 documents).

After the removal of duplicates, 124 documents were examined, leading to a final number of 678 suitable results. The final complete database with detailed information on the documents analysed has been published in <http://dx.doi.org/10.17632/mprjsnr6mp.1>.

The highest number of observations refers to diagonal-compression tests (195), followed by compression tests (169). The lowest number of observations registered is 97 (shear-compression tests), whereas almost the same amount of data is available for sonic test and flat-jacks test (Fig. 2 - a).

Masonry Types 1, 2 and 3 have been widely investigated through all the testing procedures considered in this study. On the other hand, only compression test, diagonal-compression test and shear-compression test results are available for Masonry Type 4 and 5 (Fig. 2 - b).

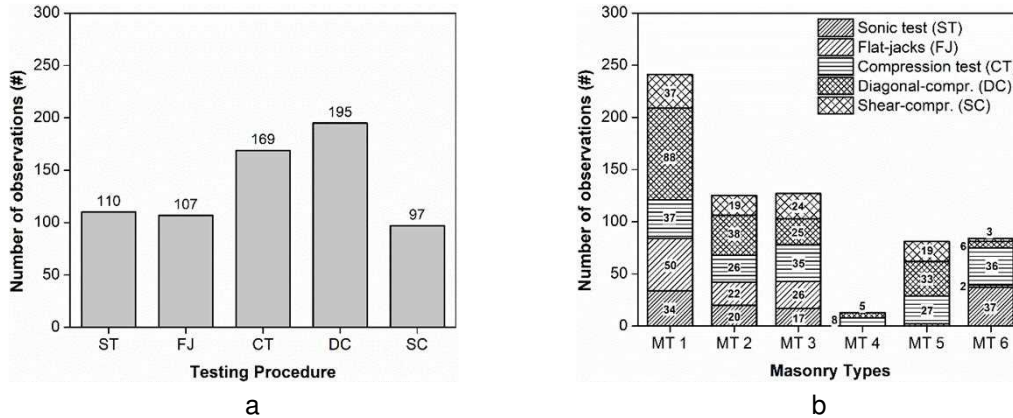


Fig. 2 - Selected masonry types (a); Testing procedure results for each masonry typology (b)

Overall, the highest number of observations refers to Mediterranean countries (Portugal and Italy among the others), where stone is a locally available material that has been commonly used throughout history in the building practice, see Fig. 3– a.

The total number of observations is equally divided between in-situ testing campaigns (336 results) and laboratory testing campaigns (342 results). Since flat-jack test and sonic test are mainly used in on-site experimental campaigns, a scarce amount of information related to laboratory campaigns is available.

Conversely, destructive testing procedures have been widely applied in laboratory experimental campaigns since their complex setups and instrumentations are often difficult to install in non-controlled environment (on-site). Moreover, their invasiveness does not make these techniques suitable for the assessment of cultural heritage constructions, Fig. 3– b.

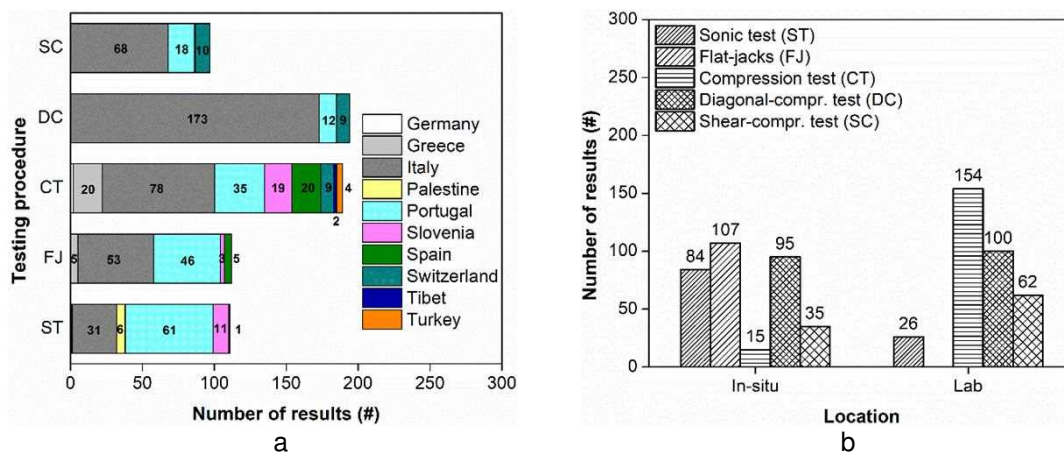


Fig. 3 - Testing procedure country of origin (a); data distribution in-situ/laboratory experimental campaigns (b)



## 4. MASONRY MECHANICAL PROPERTIES UPDATING PROCEDURE

Data collected to build the database have been filtered to eliminate any possible outliers that could affect the Bayesian updating process. The filtering procedure has been carried out for all the selected masonry types, mechanical parameters, and testing procedures. In order to define a reasonable range to be used as a reference in the filtering process, the interquartile range criterion has been applied, hence values outside this range have been considered as outliers [20].

The Bayesian methodology applied in this study refers to a theoretical framework proposed by Ramos [14]. The first step of the updating procedure is the definition of a prior knowledge, which represents the starting point of the whole data fusion technique based on Bayesian inference. To this end, all masonry panels considered in the final database have been assessed by means of Masonry Quality Index (MQI) to get a first estimation of the reference mechanical parameters considered in this study ( $E$ ,  $G$ ,  $f_m$ ,  $\tau_0$ ) [18] [19]. A probabilistic distribution, defined by a mean value and a standard deviation, has been attributed to each parameter and adopted as prior knowledge for the Bayesian updating process. In the data fusion model, mean ( $\mu$ ) and variance ( $\sigma^2$ ) are updated as new information is gathered, resulting in the definition of a final values with reduced uncertainty.

Once the posterior distribution has been defined, its characteristics, namely update mean and updated standard deviation, can be estimated through numerical simulations (e.g. Markov Chain Monte Carlo method) [14]. A more comprehensive description of the theoretical background supporting the data fusion procedure herein presented is provided in [14] and [21].

The proposed updating process simulates a scenario in which data collected by means of visual inspections (MQI) experiences a stepwise upgrade once new data, experimentally collected through non-destructive and destructive techniques, is available.

For all the masonry types selected, mechanical properties have been updated depending on the output obtained from each testing procedure. The final value of the Young's modulus ( $E$ ) has been calculated using data from sonic tests (ST), flat-jacks (FJ) tests and compression tests (CT), whereas the final value for the compression strength ( $f_m$ ) has been updated using flat-jacks (FT) test and compression test (CT) results (the readers are referred to [22] for further details). Lastly, diagonal-compression tests (DC) and shear-compression test results (SC) have been considered in the updating process of both shear modulus ( $G$ ) and shear strength ( $\tau_0$ ), (the readers are referred to [22] for further details). Overall, data that is supposed to have a higher level of reliability have been used in the last steps of the updating procedure to increase its overall accuracy.

### 4.1. Updating Procedure (Portuguese data)

This section summarizes the outcomes related to the application of the data fusion procedure considering only data regarding Portuguese two-leaf stone masonry walls. Once defined the final set of information for each testing procedure according to a specific masonry type, the updating procedure has been applied following the same steps described in the previous sections. In order to provide a summarized overview of the work carried out, data related to prior knowledge and new information of Masonry Type 1 is summarized in Table 1. Additional details addressing prior knowledge and new information for the remaining masonry types can be found in [21].

Table 1 - Prior knowledge and new information summary for Masonry Type 1 (Portuguese data)

Masonry Type 1											
Prior Knowledge			New Information			New Information			New Information		
Masonry Quality Index			Sonic Test			Flat-jacks Test			Compression Test		
Mean	St. Dev.	#	Mean	St. Dev.	#	Mean	St. Dev.	#	Mean	St. Dev.	#
Young Modulus – E (MPa)			Young Modulus – E (MPa)			Young Modulus – E (MPa)			Young Modulus – E (MPa)		
963.91	139.02	50	1185.98	692.39	5	880.95	383.75	16	1031.20	468.93	5
Compr. Str. – $f_m$ (MPa)			Compr. Str. – $f_m$ (MPa)			Compr. Str. – $f_m$ (MPa)			Compr. Str. – $f_m$ (MPa)		
2.03	0.36	50	NA	NA	NA	0.93	0.41	21	1.13	0.66	10
Masonry Quality Index			Shear-Compr. Test			Diag. Compr. Test					
Shear Mod. – G (MPa)			Shear Mod. – G (MPa)			Shear Mod. – G (MPa)					
336.09	43.72	50	NA	NA	NA	198	152.78	4			
Shear Str. – $\tau_0$ (MPa)			Shear Str. – $\tau_0$ (MPa)			Shear Str. – $\tau_0$ (MPa)					
0.038	0.006	50	NA	NA	NA	0.140	0.09	4			

Probability density functions (PDFs) of mechanical properties in masonry type 1 show the same pattern highlighted in the previous application of the data fusion method, namely overall reduction of standard deviation and mean values close to the MQI estimation (Fig. 4).

## 4.2. Comparison between data fusion results and technical standards

This section presents the overall outcomes of the data fusion procedure applied to update the mechanical properties of the selected masonry types. Moreover, the results related to the Bayesian updating procedure based on Portuguese experimental campaigns have been compared to the range of values proposed in Eurocode 8 (Part 3 – Annex C) [3] and Italian standards (Table C8.5.1 – Circolare 21/01/2019) [16]. Table 2 shows the range of values proposed by the codes and those ones obtained through the Bayesian updating procedure.

The results are classified depending on the reference mechanical property and the specific masonry typology. The ranges of the mechanical properties have been defined by subtracting (lower bound) and adding (upper bound) the corresponding standard deviation to the mean value (bracketed values reported in Table 2).

Overall, the ranges obtained utilizing the Bayesian updating procedure appear to be consistent with the values recommended by Eurocode and Italian standards. Young's modulus, Shear modulus, and compression strength results show lower bound limits close to those suggested in Italian standards, whereas upper bound values are slightly higher. Eurocode's mechanical properties mean values are lower than the

corresponding values resulted from the updating scenario considered (Bayesian Update\_POR). Shear strength values are characterized by significant variability, which yields high standard deviation values and wider reference range.

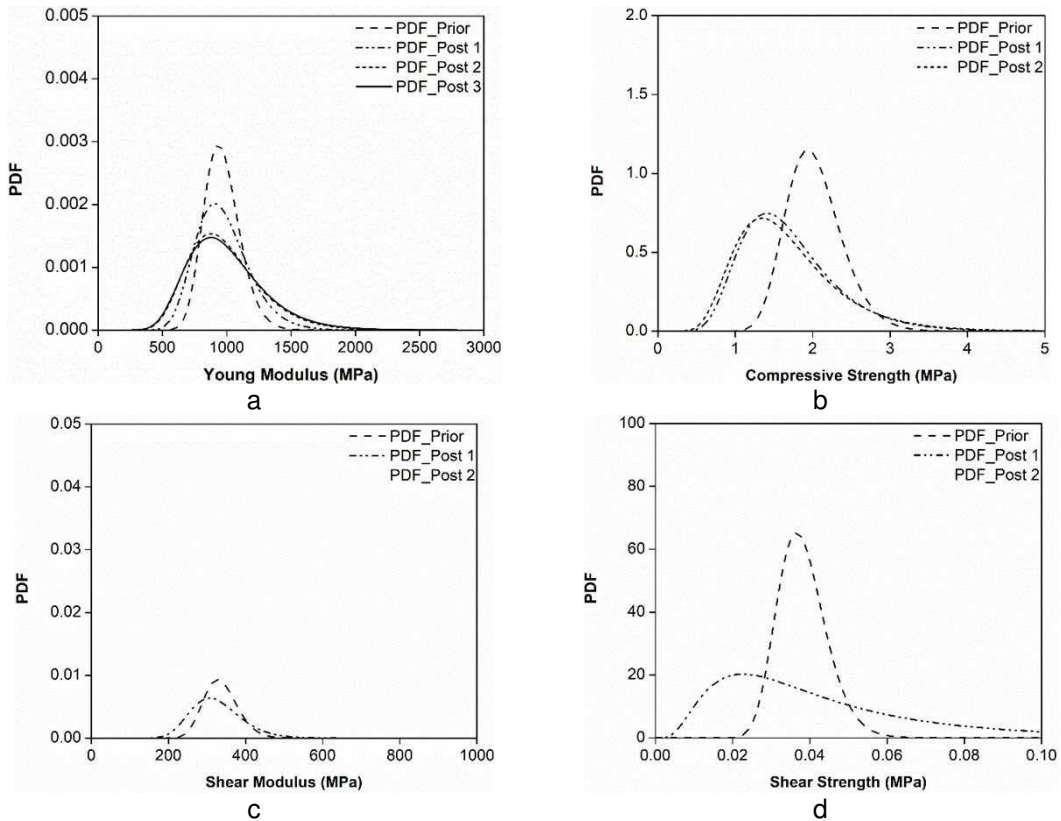


Fig. 4 - Probability Density Function (PDF) final values Young's Modulus (a), Compression strength (b), Shear modulus (c), Shear strength (d)

The characteristics of the construction materials as well as the environmental and boundary conditions in which the testing procedure is carried out significantly affect the homogeneity of the data sample. Hence, an increase in uncertainty reflects low homogeneity of the data sample. Conversely, high homogeneity corresponds to reduced uncertainty levels.

An additional aspect characterizing the results of this study is the overestimation of the Bayesian results mean values. To this end, it is important to underline that the codes suggest mechanical properties for low-quality masonry walls built assuming poor workmanship as well. On the other hand, data used to construct the final database refer to masonry walls with better mechanical properties and higher workmanship quality compared to an average masonry panel considered in technical standards.

Table 2 - Bayesian update results versus Eurocode [47] and Italian standards [26]

<b>Masonry Type 1</b>				
	<b>Young Mod. – E (MPa)</b>	<b>Comp. Str. - <math>f_m</math> (MPa)</b>	<b>Shear Mod. – G (MPa)</b>	<b>Shear Str. – <math>\tau_0</math> (MPa)</b>
Eurocode 8 [3][23]	900	1.10 - 1.90	300	0.03 - 0.055
NTC 2018 [16]	690 - 1050	1.00 - 2.00	230 - 350	0.018 - 0.032
Bayesian Update_POR	955 (289) 677 - 1255	1.63 (0.65) 0.98 - 2.28	326 (66) 260 - 392	0.046 (0.036) 0.004 – 0.082
<b>Masonry Type 2</b>				
	<b>Young Mod. – E (MPa)</b>	<b>Comp. Str. - <math>f_m</math> (MPa)</b>	<b>Shear Mod. – G (MPa)</b>	<b>Shear Str. – <math>\tau_0</math> (MPa)</b>
Eurocode 8	1200	2.00 - 3.00	400	0.05 - 0.08
NTC 2018	1020 - 1440	2	340 - 480	0.035 - 0.051
Bayesian Update_POR	1105 (310) 815 - 1445	2.06 (0.78) 1.28 – 2.84	384 (36) 348 - 420	0.077 (0.066) 0.011 - 0.143
<b>Masonry Type 3</b>				
	<b>Young Mod. – E (MPa)</b>	<b>Comp. Str. - <math>f_m</math> (MPa)</b>	<b>Shear Mod. – G (MPa)</b>	<b>Shear Str. – <math>\tau_0</math> (MPa)</b>
Eurocode 8	1700	2.60 - 3.80	600	0.08 - 0.11
NTC 2018	1500 - 1980	2.60 - 3.80	500 - 660	0.056 - 0.074
Bayesian Update_POR	1963 (392) 1631 - 2397	3.98 (1.43) 2.55 - 5.41	Not Available	Not Available
<b>Masonry Type 4</b>				
	<b>Young Mod. – E (MPa)</b>	<b>Comp. Str. - <math>f_m</math> (MPa)</b>	<b>Shear Mod. – G (MPa)</b>	<b>Shear Str. – <math>\tau_0</math> (MPa)</b>
Eurocode 8	1100	1.40 - 2.20	400	0.05 - 0.06
NTC 2018	900 - 1260	1.40 - 2.20	300 - 420	0.028 - 0.042
Bayesian Update_POR	Not Available	Not Available	Not Available	Not Available
<b>Masonry Type 5</b>				
	<b>Young Mod. – E (MPa)</b>	<b>Comp. Str. - <math>f_m</math> (MPa)</b>	<b>Shear Mod. – G (MPa)</b>	<b>Shear Str. – <math>\tau_0</math> (MPa)</b>
Eurocode 8	1400	2.00 - 3.20	500	0.10 - 0.19
NTC 2018	1200 - 1620	2.00 - 3.20	400 - 500	0.09 - 0.12
Bayesian Update_POR	Not Available	Not Available	Not Available	Not Available

Masonry Type 6				
	Young Mod. – E (MPa)	Comp. Str. - $f_m$ (MPa)	Shear Mod. – G (MPa)	Shear Str. – $\tau_0$ (MPa)
Eurocode 8	2800	6.00 - 8.00	900	0.19 - 0.25
NTC 2018	2400 - 3200	5.00 - 8.00	800 - 1100	0.09 - 0.12
Bayesian Update_POR	2485 (447) 2152 - 3064	6.70 (1.25) 5.45 - 7.95	799 (71) 728 - 870	0.121 (0.027) 0.094 - 0.148

## 5. FINAL REMARKS

A systematic review of in situ and laboratory tests is herein presented, aiming at the definition of a database of mechanical properties of two-leaf stone masonry panels. Five electronic indexing databases have been reviewed, namely Scopus, Science Direct, Web of Knowledge, Civil Engineering Database (ASCE), and MADA RELUIS Database [17], collecting data about reference mechanical properties: (1) Young's modulus, (2) compression strength, (3) shear modulus, and (4) shear strength. Additionally, six different stone masonry types, recurring in traditional constructions, have been identified based on the recommendation provided by Eurocode [3] and Italian standards [16]. Data from non-destructive, minor-destructive, and destructive testing procedures have been considered as a source of information.

Once the database was completed, the information gathered has been used to carry out an updating procedure based on Bayesian inference. The procedure complies with the latest recommendation of technical guidelines, and it is intended to simulate a scenario in which raw information related to the assessment of existing masonry buildings is progressively refined when new experimental evidence is available. Data related to Portuguese experimental campaigns have been used to carry out the Bayesian updating procedure.

Overall, the standard deviation characterizing the experimental results experienced a reduction once the data fusion process was concluded but, at the same time, updated mean values have been found slightly higher than the mean values suggested by the codes.

This is partly due to the homogeneity of the data sample, which affects the estimation of standard deviation and also to the overall quality of the tested masonry panels that can yield an overestimation of their mechanical properties, especially if these results are compared to the values suggested in [3] and [16], which refer to low-quality masonry panels.

The outcomes of the applied data fusion procedure represent a contribution in complementing the existing literature with an updated range of values applicable in practice-oriented engineering activities. Furthermore, the results proposed in this study can be also considered as a starting point for further updates related to a specific mechanical parameter whenever experimental observations are available.

In conclusion, although this work exclusively addresses two-leaf stone masonry walls, nevertheless the proposed methodology is highly versatile and applicable to other masonry types and to any kind of building regardless of its construction system.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020.

This work is financed by national funds through FCT - Foundation for Science and Technology, under grant agreement SFRH/BD/147708/2019 attributed to the 1st author.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] K.-H. Chang, *Computer-aided engineering design*. Academic Press - Elsevier, 2015.
- [2] S. Cattari, S. Lagomarsino, V. Bosiljkov, and D. F. D’Ayala, “Sensitivity analysis for setting up the investigation protocol and defining proper confidence factors for masonry buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, no. 13, pp. 129–151, 2015, doi: 10.1007/s10518-014-9648-3.
- [3] European Committee for Standardization (CEN), *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, vol. 3. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [4] MIT, *Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2008)*. Rome: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008.
- [5] MIT, *Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)*. Rome: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT), 2018.
- [6] A. committee on technical recommendations for Constructions, *Guide for the Probabilistic Assessment of the Seismic Safety of Existing Buildings*. Rome: National Research Council of Italy (CNR), 2014.
- [7] M. A. Turkman Amaral, C. D. Paulino, and P. Muller, *Computational Bayesian Statistics. An Introduction*. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2019.
- [8] A. German, J. Carlin, H. Stern, and D. Rubin, *Bayesian Data Analysis*, Second Edi. Boca Raton (USA): Chapman & Hall/CRC, 2003.
- [9] L. Held and D. Sabanés Bové, *Applied Statistical Inference - Likelihood and Bayes*. Berlin (Germany): Springer Berlin Heidelberg, 2014.
- [10] J. L. Beck and L. S. Katafygiotis, “Updating models and their uncertainties: Bayesian statistical framework,” *J. Eng. Mech.*, no. 124, pp. 455–461, 1998.
- [11] C. Papadimitriou, J. L. Beck, and L. S. Katafygiotis, “Updating robust reliability using structural test data,” *Probabilistic Eng. Mech.*, vol. 16, pp. 103–113, 2001.
- [12] G. Monti and S. Alessandri, “Application of Bayesian techniques to material strength evaluation and calibration of confidence factors,” in *Eurocode 8: Perspective from the Italian Standpoint Workshop*, E. Cosenza, Ed. Naples (ITA): Doppiavoce, 2009, pp. 53–65.
- [13] T. Miranda, A. Gomes Correia, and L. Sousa Ribeiro, “Bayesian methodology for updating geomechanical parameters and uncertainty quantification,” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 46, no. 7, pp. 1144–1153, 2009, doi: 10.1016/j.ijrmms.2009.03.008.
- [14] L. F. Ramos, T. Miranda, M. Mishra, F. M. Fernandes, and E. Manning, “A Bayesian approach for NDT data fusion: The Saint Torcato church case study,” *Eng. Struct.*, vol. 84, pp. 120–129, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.11.015.
- [15] L. Binda, G. Cardani, and A. Saisi, “A classification of structures and masonries for the adequate choice of repair,” in *International RILEM Workshop on Repair Mortars for Historic Masonry*, 2005, pp. 20–34, [Online]. Available: <http://www.rilem.net/images/publis/pro067-003.pdf>.
- [16] MIT, *Circolare 21/01/2019*. Rom: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT), 2019.
- [17] N. Augenti, F. Parisi, and E. Acconcia, “MADA: Online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages,” 2012.
- [18] A. Borri, M. Corradi, G. Castori, and A. De Maria, “A method for the analysis and classification of historic masonry,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 9, pp. 2647–

- 2665, 2015, doi: 10.1007/s10518-015-9731-4.
- [19] A. Borri and A. De Maria, "Indice di Qualità Muraria (IQM): correlazione con le caratteristiche meccaniche e livelli di conoscenza," *Progett. Sismica*, vol. 6, no. 3, pp. 45–63, 2015, doi: 10.7414/PS.6.3.45-63.
- [20] D. Montgomery and G. Runger, *Applied Statistics and Probability for Engineers*, Sixth Edit. Hoboken, New Jersey (USA): Wiley, 2014.
- [21] A. Murano, J. Ortega, H. Rodrigues, and G. Vasconcelos, "Updating mechanical properties of two-leaf stone masonry walls through experimental data and Bayesian inference," *Constr. Build. Mater.*, vol. 298, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123626.
- [22] A. Murano, J. Ortega, H. Rodrigues, and G. Vasconcelos, "Updating mechanical properties of two-leaf stone masonry walls through experimental data and Bayesian inference," *Constr. Build. Mater.*, vol. 298, no. 123626, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123626.
- [23] P. Candeias, A. Correia, A. Campos Costa, J. M. Catarino, M. Pipa, H. Cruz, E. Carvalho Cansado, and A. Costa, "General aspects of the application in Portugal of Eurocode 8 – Part 3 – Annex C (Informative) – Masonry Buildings," *Rev. Port. Eng. Estruturas*, vol. 12, no. 3, pp. 99–120, 2020.

## **CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E MECÂNICA DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL**

**FERNANDO F. S. PINHO**  
Prof. Auxiliar  
CERIS & FCT NOVA

### **SUMÁRIO**

As construções de alvenaria de pedra tradicional representam a solução construtiva preponderante em Portugal. Embora possuam características arquitetónicas variadas, é possível identificar semelhanças entre materiais e processos construtivos. Nesta comunicação descreve-se os materiais e o processo construtivo dos 62 modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional (muretes) construídos em 2002, no âmbito da tese de doutoramento do autor, dos quais diversos foram ensaiados em compressão axial e em compressão-corte, e outros foram submetidos a soluções de reforço e posteriormente ensaiados. Em seguida, apresenta-se os principais resultados dos ensaios efetuadas nos muretes de referência (sem reforço), incluindo a evolução da resistência mecânica da alvenaria ao longo do tempo, em função do processo de carbonatação da argamassa de cal aérea. Segundo as estimativas, o processo de carbonatação concluir-se-á cerca de 77 anos após a construção, permitindo estimar que a alvenaria atingirá um incremento de resistência mecânica de cerca de 2,5 vezes, relativamente à obtida com os muretes de referência em 2003.

### **ABSTRACT**

Traditional stone masonry constructions represent the main building solution in Portugal. Although they have different architectural characteristics, it is possible to identify similarities between materials and building processes. This communication describes the building materials and the construction process of the 62 experimental models of traditional stone masonry (specimens) built in 2002, within the scope of the author's PhD thesis, of which several were tested in axial compression and compression-shear, and others were subjected to strengthening and subsequently tested. Next, the main results of the tests carried out on the reference walls (without reinforcement) are presented, including the evolution of the mechanical resistance of the masonry over time, depending on the carbonation process of the air lime mortar. According to the predictions, the carbonation process will end around 77 years after construction of the specimens, and the masonry will achieve an increase in mechanical resistance of around 2.5 times, compared to that obtained by the reference walls in 2003.

**PALAVRAS-CHAVE:** Alvenaria de pedra tradicional, Ensaios de compressão axial e de compressão-corte, Características mecânicas, Evolução da resistência com a carbonatação.



## 1. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL

As construções de alvenaria de pedra tradicional (também designadas por alvenaria ordinária, alvenaria de pedra irregular ou alvenaria de “pedra e cal”) possuem em geral uma grande heterogeneidade, resultante, entre outros, dos diferentes materiais e técnicas construtivas utilizadas ao longo tempo, das tradições regionais, da disponibilidade e custos dos materiais e de transporte e da formação dos operários, pelo que não se pode definir um padrão construtivo único [2, 9, 10, 16].

Esta solução construtiva representa a maioria das construções (edifícios) de alvenaria de pedra no nosso País, localizando-se sobretudo em zonas urbanas, mas também muito difundidas em zonas rurais. Possuem, normalmente, uma estrutura constituída por: (i) fundações (diretas, na maior parte dos casos); (ii) paredes resistentes (ou paredes mestras) exteriores, e, nos edifícios com maior área de implantação, também interiores (na construção pombalina, as paredes mestras interiores designam-se por frontais) e (iii) pavimentos, tetos, coberturas e escadas, normalmente de madeira.

As paredes estruturais (resistentes) são caracterizadas por uma grande irregularidade geométrica e uma espessura considerável, originando elementos rígidos e muito pesados, com alguma resistência à compressão, menor resistência a esforços de corte e reduzida resistência à flexão (aplicação de cargas perpendiculares ao plano) [1], correspondendo muitas vezes ao prolongamento em altura das fundações (utilizando os mesmos materiais de construção), com alguma redução de espessura. Possuem vazios interiores, em maior ou menor percentagem, principalmente nas paredes de múltiplas folhas (referidas abaixo) [1, 20], e apresentam um comportamento estrutural com mecanismos de rotura do tipo frágil.

Estas paredes são constituídas por pedras de formas e dimensões variáveis (em muitos casos com possibilidade de transporte manual), por vezes misturadas com elementos cerâmicos ou outros, ligadas entre si por uma “matriz” de argamassa de cal e areia, em geral ao traço 1:3 [1, 12], fig. 1. Na maior parte dos casos, é utilizada pedra calcária, mas também são frequentes pedras de outras origens.



Fig. 1 - Construções de alvenaria de pedra tradicional (alvenaria ordinária) [14]

Em termos construtivos, as paredes de alvenaria ordinária têm como principais variantes as paredes de “múltiplas folhas” e as paredes de “alvenaria mista”. As paredes de múltiplas folhas são caracterizadas por uma morfologia irregular e existência de vazios, geralmente no núcleo central, preenchido com materiais de baixa qualidade e propenso a roturas frágeis, através da separação das camadas e perda de material, devido a ações verticais e horizontais [4, 8, 21, 22].

As paredes ou construções de alvenaria mista caracterizam-se pela existência de pedras de diversas origens (calcário, granito, xisto), mais ou menos misturadas entre si,

e em alguns casos, também com elementos cerâmicos (tijoleiras e tijolos), de madeira ou de ferro. A nível nacional, o principal exemplo de paredes mistas de alvenaria e madeira (alvenaria armada [5]), corresponde aos edifícios da Baixa Pombalina, estando a armação tridimensional de madeira (gaiola) posicionada no paramento interior das paredes resistentes exteriores, enquanto nas paredes resistentes interiores (frontais) são utilizadas peças de madeira, em forma de “cruz de Santo André”.

Os restantes elementos estruturais, pavimentos, coberturas e escadas, completam a armação de madeira fixa sobre as paredes de cantaria do piso térreo. A gaiola tridimensional de madeira confere a estas construções a ductilidade e resistência às ações sísmicas que a alvenaria simples não possui, fig. 2.



1 - Modelo à escala 1:10, fotografado na Escola dos Sapadores Bombeiros de Lisboa (Chelas) [15];  
2 - Edifícios da Baixa Pombalina, em Lisboa

Fig. 2 - Gaiola tridimensional de madeira, característica da construção pombalina

A contribuição da gaiola de madeira para a melhoria do comportamento estrutural dos edifícios, aliada ao facto de a alvenaria não ser combustível, permitiram ao Engenheiro-mor do Reino, Manuel da Maia, prevenir, em futuros eventos sísmicos, as duas consequências mais gravosas do terramoto de 1755: o colapso dos edifícios e os incêndios. Para a conceção e implementação desta solução estrutural contribuiu ainda o excelente comportamento das embarcações com estrutura de madeira no mar alto, perante a ação dinâmica das ondas [6].

## 2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL. TRABALHO EXPERIMENTAL REALIZADO NA FCT NOVA

### 2.1. Modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional

No âmbito da tese de doutoramento do autor [14], foram construídos 62 modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional, assente com argamassa de cal aérea e areia ao traço 1:3, designados por “muretes”, distribuídos da seguinte forma: 20 muretes com 1,20m×1,20m×0,40m (designados por muretes grandes, numerados de M1 a M20), para ensaios em compressão-corte e 42 muretes com dimensões de 0,80m×1,20m×0,40m (designados por muretes pequenos, numerados de M21 a M62), para ensaios em compressão axial, conforme representado na fig. 3. Os muretes M1 a M56 foram construídos com uma composição volumétrica de 75% de pedra e 25% de argamassa, enquanto os muretes, M57 a M62, foram construídos com 75% da argamassa dos precedentes, prevenindo a possibilidade de utilização de caldas de injeção (em futuras soluções de consolidação/reforço estrutural).

Da totalidade de muretes construídos, 42 foram ensaiados na parte experimental da referida tese, para caracterização mecânica da alvenaria não reforçada e de diversas soluções de reforço estrutural.

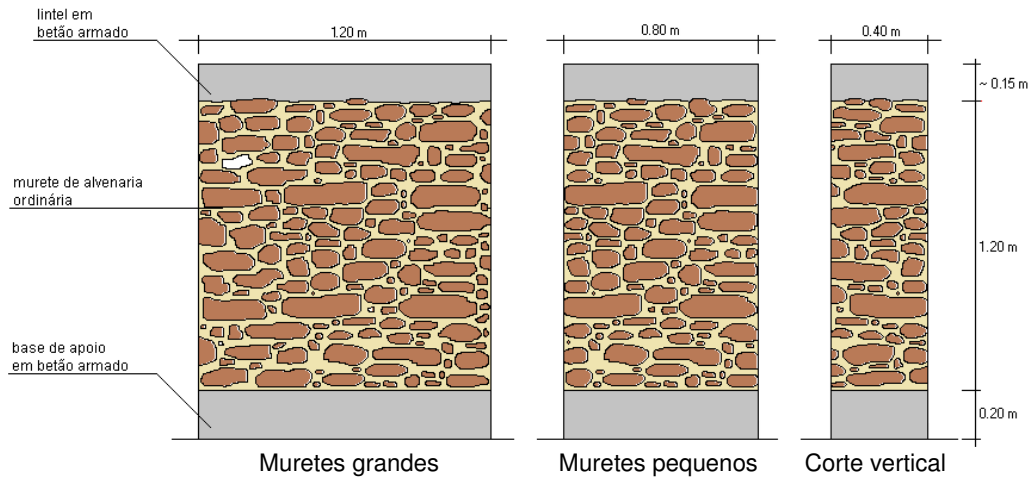


Fig. 3 - Representação esquemática dos muretes [16]

A quase totalidade dos restantes 20 muretes foi ensaiada em diversas dissertações de mestrado orientadas pelo autor, as quais analisaram experimentalmente: (i) soluções de reforço diversas das estudadas em [14]; (ii) ligações entre pavimentos e paredes e (iii) evolução da resistência mecânica da alvenaria, em função da evolução da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento ao longo do tempo.

No que se segue apresenta-se os resultados obtidos nos ensaios em compressão axial dos muretes não reforçados (muretes de referência) [14, 16, 17], e outros muretes ensaiados no âmbito de dissertações de mestrado orientadas pelo autor [3, 11], que permitem estimar a resistência mecânica da alvenaria dos referidos muretes, bem como a sua evolução, ao longo do tempo.

### 2.1.1. Sistema de ensaio em compressão axial

O sistema de ensaio em compressão axial (tal como o sistema de ensaio em compressão-corte [14]) foi concebido com base nas características geométricas e mecânicas dos muretes, aproveitando, numa primeira fase, alguns equipamentos utilizados no trabalho experimental de uma tese de doutoramento anterior à do autor [18], o pórtico metálico existente no Laboratório de Estruturas Pesadas do DEC (LabDEC) adquirido na mesma altura e, depois, produzindo ou adquirindo os restantes equipamentos.

Este sistema de ensaio é assim composto por um pórtico metálico, formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa aos pilares por 8 parafusos M24 em cada extremidade. O pórtico foi reforçado com 4 varões roscados de pré-esforço *Dywidag*, com diâmetro de 36 mm, para permitir a atuação do cilindro hidráulico (*macaco*) em condições de segurança, na aplicação da carga vertical sobre a viga metálica situada entre o macaco e os lintéis dos muretes. As extremidades dos varões foram fixadas a duas vigas metálicas (perpendiculares à viga do pórtico) e à laje de pavimento do LabDEC. Os muretes apoiavam numa base de betão armado preparada para o efeito.

No início do trabalho experimental [14] (ensaios preliminares) foi utilizado um macaco de 1 MN, o qual foi posteriormente substituído por um outro de 3 MN. No caso dos muretes menos resistentes, as cargas verticais foram medidas por um transdutor de carga (célula de carga) colocado entre o êmbolo do macaco e a viga metálica subjacente; para os mais resistentes, foram utilizadas quatro células de carga com capacidade de 1 MN

cada, colocadas nas extremidades superiores dos varões de reforço do pórtico. A medição dos deslocamentos verticais foi feita por defletômetros (LVDT's), com curso de 100 mm e sensibilidade de  $100 \times 10^{-6}$  / mm. Estes equipamentos foram instalados num dispositivo que os permitia posicionar em qualquer ponto acima da superfície dos lintéis. Em alguns ensaios foi possível medir a deformação transversal ao nível do ponto central das faces dos muretes através de um método de leitura indireta, baseado em equipamento topográfico com precisão de 0,1 mm. O primeiro macaco de 1 MN foi acionado por uma bomba hidráulica manual de duplo efeito, enquanto o de 3 MN foi acionado por uma bomba hidráulica elétrica *Enerpac* GPEW 2020 WSN, de duplo efeito, com função de *load maintainer*. A informação recebida dos dispositivos de medição (células de carga, defletômetros e extensômetros) é centralizada num *interface* de ligação, conectado a um *data logger*, que enviava os dados ao computador.

Na fig. 4, representa-se uma vista geral do sistema de ensaio de compressão axial.



Fig. 4 - Sistema de ensaios de compressão axial, no início da campanha experimental [14, 16]

### 2.1.2. Resultados obtidos

Os muretes (não reforçados) cujos resultados dos ensaios em compressão axial são apresentados na presente comunicação são os seguintes: M43, M32 e M21 (muretes pequenos) [14], M36 (murete pequeno) [11] e M9 (murete grande) [3], apresentando-se em seguida uma breve descrição do comportamento mecânico observado de cada murete [16].

#### - Murete M43

O ensaio do murete M43 (primeiro ensaio realizado, após os ensaios preliminares, com o sistema de ensaio em compressão axial concebido e montado na sua forma definitiva) foi realizado com algumas interrupções para avaliar o comportamento do murete e a resposta do sistema de ensaio ao longo do tempo. Durante o ensaio, desenvolveu-se uma fenda inclinada desde o canto superior esquerdo (Norte) do murete até ao canto inferior direito (Sul), de acordo com a posição dos muretes na base de ensaio, que progrediu até ao colapso do murete. Após a formação desta fenda, deu-se o desprendimento sucessivo de argamassa e pedras na sua linha de desenvolvimento. No início, este fenómeno foi relativamente discreto, evoluindo depois, no caso da argamassa, para uma perda de material cada vez maior. Na sequência da desagregação crescente do murete, sobretudo no terço central esquerdo, formou-se um “volume triangular” de alvenaria, atingiu-se o colapso do murete, e o ensaio terminou. A alvenaria abaixo do lintel e acima da base apresentava-se coesa [14].

**- Murete M21**

O comportamento do murete M21 foi diferente do murete M43. A degradação estrutural começou com uma fenda vertical sensivelmente a meio da metade esquerda (Norte) do murete, com desenvolvimento do centro para o topo e para a base. Tal ter-se-á devido a uma junta vertical “contínua”, que facilitou a formação daquela fenda. A perda de material do “cunhal esquerdo” do murete teve como consequência o aumento da excentricidade da força atuante, em relação ao centro de gravidade da alvenaria. Seguiu-se o aumento de desagregação e o colapso do “cunhal esquerdo”, em simultâneo com a fendilhação da restante parte do murete, com um maior incremento devido ao aumento de tensão resultante da diminuição da secção transversal. Como no caso do murete M43, a rotura de M21 mostrou-se irreversível e com perda acentuada de capacidade resistente após o início da desagregação da alvenaria. Terminado o ensaio, observou-se que a alvenaria entre as duas diagonais principais, o lintel e a base do murete apresentava razoável coesão, embora ao longo e na zona de encontro das diagonais apresentasse elevada desagregação [14].

**- Murete M32**

O murete M32 apresentou um comportamento mecânico semelhante ao M43, com formação, no início do ensaio, de uma fenda inclinada na frente (Poente) do murete, entre o canto superior esquerdo e sensivelmente meia altura do quadrante inferior direito. Esta fenda foi alargando, até ao colapso do murete por um mecanismo de “deslizamento” entre as duas “cunhas”, que levou à desagregação da alvenaria na interface. Na face oposta (Nascente) do murete, desenvolveu-se uma fenda cruzada à primeira, que teve como consequência o desmoronamento e a queda de alvenaria. Como nos casos anteriores, a alvenaria existente entre as diagonais referidas, o lintel e a base do murete, evidenciava uma boa capacidade de coesão (sem desagregação visível). A rotura do murete M32 foi do tipo frágil, tendo-se interrompido o ensaio no instante em que a viga metálica superior apresentava já uma grande inclinação no sentido posterior (Nascente).

Neste ensaio foi possível medir a deformação transversal do murete M32, a qual, relacionada com a deformação longitudinal, permitiu estimar o valor do coeficiente de Poisson da alvenaria de  $\nu = 0,24$  [14].

**- Murete M36**

Pouco depois do início deste ensaio (604 s,  $F = 192,8$  kN), começaram a surgir as primeiras fendas de forma generalizada e a queda de argamassa. Com a continuação do ensaio, deu-se o desprendimento de pequenas quantidades de argamassa na face Norte e o incremento de fendas já existentes. Com o aumento da carga, começou-se a destacar uma fenda do lado esquerdo da face Poente, desde a base até cerca de  $\frac{3}{4}$  de altura, tendo-se atingido a força máxima aos 1054 s, no valor de  $F=238,3$  kN. A partir desta altura, o murete não suportava mais carga, ocorrendo queda acentuada de argamassa e pedras da alvenaria na face Norte e Poente. Aos 1078 s surgiu uma fenda oblíqua, desde a zona superior esquerda até à zona inferior direita na face Poente, e a formação de uma cunha triangular no lado esquerdo da face Poente.

Por fim, ocorreu o aumento da fenda oblíqua e a queda de um bloco da cunha triangular existente, originando o colapso da alvenaria [11].

**- Murete M9**

Durante o ensaio surgiram fendas dispersas no plano do murete, concentradas na metade inferior e com maior intensidade no canto direito. Estas fendas foram abrindo com o aumento da carga vertical, sendo evidente, para valores de carga próximos da rotura, o incremento rápido da abertura dessas fendas. Em simultâneo

desenvolveram-se duas fendas nas faces laterais do murete, acompanhadas do desprendimento sucessivo de pequenas quantidades de argamassa e pedras ao longo da sua linha de desenvolvimento. No início, este fenómeno foi pouco perceptível, evoluindo para uma perda cada vez maior de material; com o aumento da carga, verificou-se uma queda gradual de elementos da alvenaria (com formação de “barriga” a cerca de 1/3 da altura). Após a desagregação do interior do murete deu-se uma rotura rápida para fora do plano e atingiu-se o colapso total do murete. A rotura foi do tipo frágil, com perda acentuada da capacidade resistente a partir do momento em que se iniciou a desagregação da alvenaria. Aos 760 s (12,7 minutos) atingiu-se a carga máxima e ocorreu o colapso do murete [3].

Na fig. 5 apresentam-se imagens dos ensaios dos muretes M43, M21, M32, M36 e M9.



Fig. 5 - Ensaio em compressão axial dos muretes M43, M21, M32 [14], M36 [11] e M9 [3]

Na fig. 6 representa-se os diagramas dos ensaios, e na tabela 1 os principais resultados obtidos, por ordem cronológica de realização dos referidos ensaios.

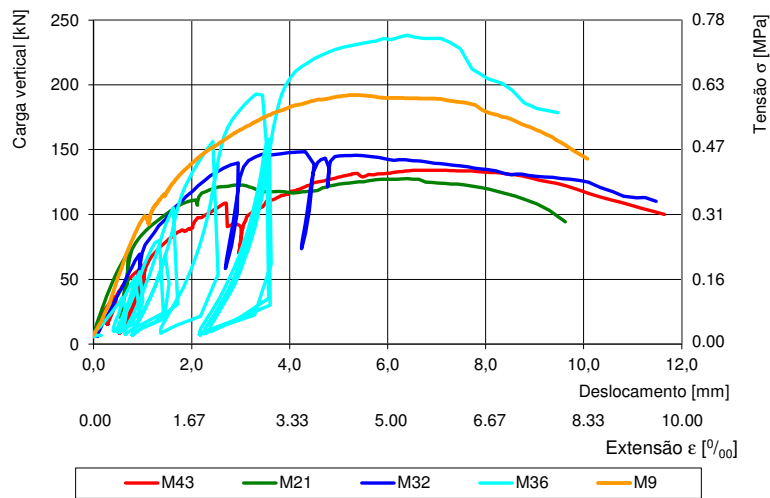


Fig. 6 - Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos ensaios muretes de referência (M43, M21 e M32) [14] e muretes M36 [11] e M9 [3], adaptado de [17]

Tabela 1 - Principais resultados obtidos nos ensaios em compressão axial de muretes não reforçados [17]

Murete	Idade [dias] (à data do ensaio)	$F^{\max}$ [kN]	$\sigma^{\max}$ [MPa]	$\delta_V^{F^{\max}}$ [mm]	$\varepsilon_V^{F^{\max}}$ [%]	E [MPa]
M43 [14]	618	134.2	0.42	6.8	5.7	239
M21 [14]	626	127.7	0.40	6.4	5.3	409
M32 [14]	638	148.5	0.46	4.3	3.6	267
M36 [11]	2866	238.3	0.74	6.4	5.3	212
M9 [3]	3087	192.2	0.60	5.4	4.5	341

## 2.2. Evolução da resistência mecânica de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional com a profundidade de carbonatação

### 2.2.1. Evolução da profundidade de carbonatação

As leituras da profundidade de carbonatação até ao primeiro ano de idade dos muretes foram realizadas no interior do espaço coberto e ventilado (abrigo) construído para desenvolvimento da cura da argamassa de cal aérea utilizada na construção dos muretes, através de pequenos furos abertos na superfície de alguns muretes utilizando uma solução alcoólica de fenolftaleína - indicador ácido-base utilizado frequentemente em titulações, que se mantém incolor em soluções ácidas ou neutras e cor-de-rosa ou púrpura em soluções básicas -, com base na qual se avalia o endurecimento da argamassa de assentamento, do exterior para o interior da alvenaria. Após este período, as leituras passaram a ser efetuadas após a conclusão dos ensaios mecânicos dos muretes, evitando-se assim a remoção localizada e cada vez maior (mais profunda) de argamassa para a realização do ensaio, fig. 7.

Através desta análise concluiu-se que a carbonatação da cal aérea decorreu de forma lenta (típico do processo), sendo de 37,5%, no final do trabalho experimental (aos 1083 dias) [14, 16].



1, 2 – Medição da profundidade de carbonatação dos muretes, no interior do abrigo, até ao 1º ano de idade; 3 – medições após o ensaio de um murete; 4 – representação esquemática da profundidade de carbonatação ( $P_c$ ) num murete (“cor neutra” corresponde a argamassa já carbonatada; “cor rosa”, ainda não carbonatada); 5 – medição da carbonatação num murete pequeno, após ensaio mecânico (neste caso, a solução alcoólica de fenolftaleína não foi usada em toda a secção transversal, para poupar material, pois nesta zona interior sabia-se que a argamassa ainda não estava carbonatada; caso contrário, toda a secção estaria “cor de rosa”)

Fig. 7 - Avaliação da profundidade de carbonatação na alvenaria dos muretes [16]

Na tabela 2 apresenta-se os valores da profundidade de carbonatação da alvenaria (argamassa de cal aérea) dos 5 muretes cujos ensaios mecânicos foram descritos

acima. Os valores em percentagem são determinados relacionando a profundidade de carbonatação com a meia espessura do murete (200 mm).

Tabela 2 - Registo da profundidade de carbonatação (após os ensaios mecânicos), ao longo do tempo [14, 16, 17]

Muretes	Idade [dias]	Profundidade de carbonatação média	
		[mm]	[%]
M43 [14]	618	55	27,5
M21 [14]	626	50	25,0
M32 [14]	638	60	30,0
M36 [11]	2866	110	55,0
M9 [3]	3087	109	54,5

Na fig. 8, regista-se a evolução da profundidade de carbonatação nos 32 muretes testados (para além dos cinco indicados nas tabelas 1 e 2) [16, 17]. Os resultados mostram a cura lenta da argamassa de cal aérea ao longo do tempo, que atrasa o desenvolvimento da resistência da alvenaria de pedra tradicional. Este atraso é típico do processo porque a reação com o dióxido de carbono ocorre do exterior para o interior da alvenaria, tornando-se por isso cada vez mais “difícil” o avanço do CO<sub>2</sub> no interior do elemento [7, 13].

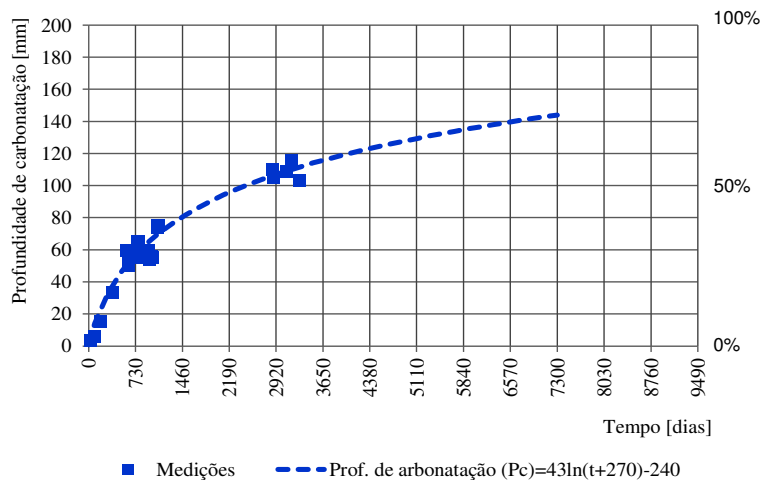


Fig. 8 - Evolução da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento da alvenaria ao longo do tempo [14, 16, 17]

Na fig. 8 representa-se também a linha de tendência que mais se aproxima dos pontos registados (32 muretes) e cuja equação corresponde a uma conclusão importante deste trabalho [14, 16, 17].

Com base nas medições efetuadas, propôs-se a expressão (1) para estimar a profundidade de carbonatação (Pc) ao longo do tempo, após os primeiros 8 anos de cura da argamassa, sendo nesta expressão o tempo definido em [dias].

Os (poucos) muretes que ainda restam do trabalho inicial [14], e uma nova série de cerca de 30 muretes de composição semelhante, entretanto construída, permitirão confirmar ou ajudar a corrigir esta fórmula, em futuras medições da Pc.

$$Pc(t) = 43 \times \ln(t + 270) - 240 \text{ [mm]} \tag{1}$$



De acordo com a expressão (1), a carbonatação dos muretes ficará concluída (isto é: atingirá a profundidade total de 200 mm, equivalente a meia espessura dos muretes) cerca de 77 anos após a data da construção (em 2079). Esta expressão pode ser aplicada a qualquer parede de alvenaria de pedra tradicional com composição e condições ambientais semelhantes aos muretes aqui analisados, independentemente da sua espessura.

Note-se que, em edifícios reais, nos quais as paredes de alvenaria são tipicamente revestidas com argamassas e/ou outros materiais, a taxa de carbonatação é menor do que a obtida neste trabalho, no qual se considera que a alvenaria não foi revestida.

### 2.2.2. Evolução da resistência mecânica com profundidade de carbonatação

Esta estimativa é feita tendo por base as resistências mecânicas dos muretes (não reforçados) M43, M21 e M32 [14], M36 [11] e M9 [3] e os valores da profundidade de carbonatação ( $P_c$ ) à data dos respetivos ensaios, bem como a relação entre a área carbonatada ( $A_c$ ), determinada a partir da  $P_c$  pela expressão (2), e a área total da secção dos muretes, representada na tabela 3, considerando-se  $A = 800 \times 400 \text{ mm}^2$  para os muretes pequenos e  $1200 \times 400 \text{ mm}^2$  para os grandes.

$$A_c = 2 \times P_c \times (a + b - 2 \times P_c) \quad (2)$$

Em que:  $P_c$  é a profundidade de carbonatação e  $a$  e  $b$  representam a largura e espessura da secção transversal do murete, respetivamente (fig. 7).

Tabela 3 – Resistências mecânicas e relação entre a área carbonatada ( $A_c$ ) e a área da secção transversal ( $A$ ) dos muretes à data dos ensaios [17]

Murete	$\sigma^{\max}$ [MPa]	$A_c/A$ [-]
M43 [14]	0.42	0,37
M21 [14]	0.40	0,34
M32 [14]	0.46	0,41
M36 [11]	0.74	0,67
M9 [3]	0.60	0,63

Na fig. 9, representa-se a evolução da resistência à compressão da alvenaria dos muretes em função da relação entre área carbonatada ( $A_c$ ) e a secção transversal do murete ( $A$ ), mostrando que existe uma correlação linear entre estes dois parâmetros, dada pela expressão (3) [16, 17].

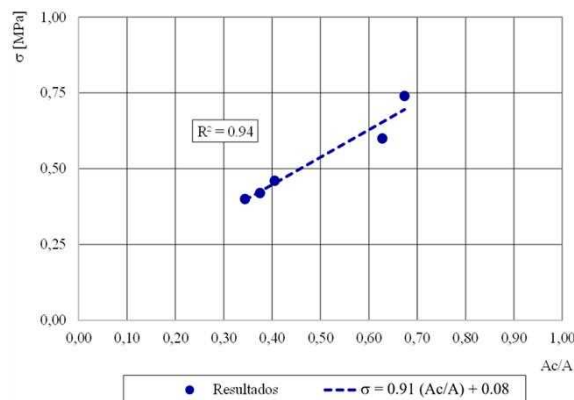


Fig. 9 - Evolução da resistência à compressão da alvenaria em função da relação entre a área carbonatada e a área total da secção transversal ( $A_c/A$ ) [16, 17]

$$\sigma^{\max} = 0,91 (Ac/A) + 0,08 \text{ [MPa]} \quad (3)$$

As expressões 2 e 3, permitem estimar a resistência à compressão dos muretes de referência (alvenaria), em função da área carbonatada, por sua vez dependente da idade dos muretes. Deste modo, e face aos resultados obtidos, pode afirmar-se que, quando toda a secção transversal estiver carbonatada ( $Ac/A = 1$ ), a resistência em compressão de alvenaria em estudo ( $\sigma_{\max}$ ) atingirá o valor de 1,0 MPa. Este valor compara com o referido em [19], de cerca de 1 MPa, e enquadra/explica a resistência média em compressão axial de  $\sigma = 0,43$  MPa dos três muretes de referência (M43, M21 e M32), obtida à idade (média) 627 dias, em que  $P_c = 27,5\%$  (tabela 2) [14].

A expressão (3) parece assim ser consistente no contexto do presente trabalho, pois baseia-se em registos de resistências mecânicas de 5 muretes e em medições da  $P_c$  de 32 muretes (que incluem os referidos 5) feitas ao longo do tempo, com o mínimo de seis medições de  $P_c$  em cada ensaio, efetuadas em diferentes pontos da secção transversal [16, 17] de cada murete.

### 3. CONCLUSÕES

Nesta comunicação foram apresentados resultados de uma parte do trabalho que o autor tem vindo a desenvolver nos últimos 20 anos, no âmbito da caracterização mecânica de modelos experimentais (muretes) de alvenaria de pedra tradicional, assente com argamassa de cal aérea e areia, ao traço 1:3, e diversas soluções de reforço estrutural aplicáveis.

Em particular, apresentaram-se valores de resistência mecânica e profundidade de carbonatação ao longo do tempo, com base nos quais se propõe uma expressão para a evolução da resistência mecânica da alvenaria do tipo da ensaiada e se conclui que a carbonatação total da alvenaria dos muretes utilizados neste estudo ocorrerá 77 anos após a sua construção, tendo nessa altura uma resistência mecânica estimada de 1 MPa, cerca de 2,5 vezes superior à obtida com os muretes de referência (M43, M32 e M21), ensaiados cerca de 627 dias após a sua construção (de 0,43 MPa, com uma profundidade de carbonatação de 55 mm, correspondente a 27,5%).

### 4. REFERÊNCIAS

- [1] Appleton, J. (1991) *Edifícios antigos. Contribuição para o estudo do seu comportamento e das acções de reabilitação a empreender*. Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador, LNEC. Lisboa.
- [2] Borrell, C (1997) *Characterization of the mechanical behaviour of masonry. Structural Analysis of Historical Constructions. Possibilities of Numerical and Experimental Techniques*. Edited by P. Roca, J. González, A. Mari and E. Oñate. International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE). Barcelona.
- [3] Correia, J. (2011) *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil (MIEC). FCT NOVA.
- [4] Costa, A. (2001) *Reforço de moradias de construção tradicional. Dois Casos práticos da Ilha do Faial, Açores*. Sísmica 2001 - 5º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Laboratório Regional de Engenharia dos Açores.
- [5] Farinha, J. (1995) *Cadernos do Metropolitano. Caderno N° 1*. Lisboa, Metropolitano de Lisboa (ML), Lisboa.
- [6] Farinha, J. (1997) *Cadernos do Metropolitano. Caderno N° 6*. Lisboa, ML, Lisboa.
- [7] Ferretti, D. and Bažant, Z. (2006) *Stability of ancient masonry towers: moisture diffusion, carbonation and size effect*. Cement and concrete research, 36, pp.1379–

- 1388.
- [8] Guedes, J.; Oliveira, C.; Lucas, A (1999) *Ensaio à rotura de paredes de alvenaria tradicional*. Sísmica 99 - 4º Congresso Nacional Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Universidade do Algarve, Faro.
  - [9] Lourenço, P. and Sousa, H. (2002) *Concepção e projecto para alvenaria*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria, Porto.
  - [10] Lourenço, P.; RAMOS, L. and Mourão, S. *O Património arquitectónico e os sismos*. Universidade do Minho, Guimarães.
  - [11] Morais, H. (2010) *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional*. Dissertação de MIEC - Reabilitação de Edifícios. FCT NOVA
  - [12] Nero, J.; Appleton, J. and Gomes, A. (1994) *As Argamassas tradicionais no parque edificado de Lisboa: Uma colaboração para o seu conhecimento*. 2º Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa.
  - [13] Oliveira, M.; Meneghini, A.; Azenha, M. and Lourenço, P. (2014) *An experimental framework for the support of multiphysics simulation models of aerial lime for historic masonry structures*. CNEM2014 - 9º Congresso Nacional de Mecânica Experimental. Universidade de Aveiro.
  - [14] Pinho, F. (2007) *Paredes de alvenaria ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil - Ciências da Construção. Universidade NOVA de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
  - [15] Pinho, F. (2008) *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. Coleção Edifícios. Nº 8. LNEC, Lisboa, dezembro de 2008. ISBN 978-972-49-1864-8
  - [16] Pinho, F. (2021) *Reabilitação estrutural de paredes de alvenaria de pedra tradicional*. Coleção Ciência, Engenharia e Tecnologia. Nova.FCT Editorial, Lisboa. Jun/21. ISBN 978-989-54493-5-4
  - [17] Pinho, F. and Lúcio, V. (2017) *Rubble stone masonry walls. Material properties, carbonation depth and mechanical characterization*. International Journal of Architectural Heritage. DOI: 10.1080/15583058.2017.1289424.
  - [18] Rodrigues, C. (2005) *Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos*. Tese de Doutoramento, Universidade NOVA de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
  - [19] Roque, J. and Lourenço, P. Caracterização mecânica de paredes antigas. Um caso de estudo no Centro Histórico de Bragança. Instituto Politécnico de Bragança / Universidade do Minho.
  - [20] Roque, J. and Lourenço, P. (2003) *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. LNEC, Lisboa.
  - [21] Valluzzi, M.; Porto F. and Modena, C. (2001) *Behaviour of multi-leaf stone masonry walls strengthened by different intervention techniques*. Historical Constructions, Guimarães.
  - [22] Valluzzi, M. (2005) *Requirements for the choice of mortar and grouts for consolidation of three-leaf stone masonry walls*. Repair Mortars for Historic Masonry. International Workshop. Faculty of Civil Engineering. Delft University of Technology. The Netherlands.

## **CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA TRADICIONAL DE PEDRA EXISTENTE NO ALGARVE**

**JOÃO M.C. ESTÊVÃO**  
Professor Coordenador  
Universidade do Algarve

**ALFREDO BRAGA**  
Professor jubilado  
Universidade do Algarve

### **SUMÁRIO**

Este artigo tem como objetivo caracterizar a alvenaria tradicional de pedra existente no Algarve, a região a sul de Portugal. Para isso, é feita uma descrição dos principais tipos de alvenaria de pedra, que estão relacionados com a geologia local. Foi consultada informação sobre os processos construtivos tradicionais da região, que envolvem a escolha das pedras, a preparação da argamassa, o assentamento das pedras e o rejuntamento. Foram ainda realizados ensaios com macacos planos, que permitem determinar características mecânicas das paredes de alvenaria. Os resultados dos ensaios revelam que a alvenaria de pedra desta região tem uma baixa resistência à compressão, que é muito influenciada pela argamassa de assentamento. A resistência da alvenaria varia também em função da forma, da dimensão e da disposição das pedras. Genericamente, as construções em alvenaria têm menor qualidade no litoral e maior na serra, influenciando o respetivo risco sísmico.

### **ABSTRACT**

This article aims to characterize the traditional stone masonry existing in the Algarve, the southern region of Portugal. For this, a description of the main types of stone masonry, which are related to the local geology, is made. Information on the traditional construction processes of the region was consulted, which involve the choice of stones, the preparation of the mortar, the laying of the stones and the grouting. Tests were also carried out with flat jacks, which allow determining mechanical characteristics of the masonry walls. The test results reveal that the stone masonry of this region has a low compressive strength, which is greatly influenced by the laying mortar. The resistance of the masonry also varies according to the shape, size, and arrangement of the stones. Generally, masonry constructions have lower quality on the coast and higher in the mountains, influencing the respective seismic risk.

**PALAVRAS-CHAVE:** alvenaria de pedra, processos construtivos, ensaios, macacos planos, Algarve.

## 1. INTRODUÇÃO

A alvenaria tradicional de pedra, um sistema construtivo ancestral e distintivo, desempenha um papel crucial na paisagem arquitetónica do Algarve, a região situada no extremo sul de Portugal. Reconhecida pela sua riqueza geológica e diversidade arquitetónica, a alvenaria de pedra do Algarve é um testemunho da história e cultura locais, onde se destacam construções vernaculares de elevado valor histórico e cultural [1].

Historicamente, a escolha de pedra e terra como materiais de construção advém da sua abundância e baixo nível tecnológico requerido para a sua aplicação, características pertinentes em climas secos e temperados como o do Algarve. A alvenaria estrutural de pedra na região é caracterizada pela diversidade dos tipos de pedra, como calcário, arenito, xisto e granito, refletindo a geologia local. Estes materiais apresentam diferentes formas, dimensões e disposições nas paredes, conferindo características únicas a cada construção.

Os processos construtivos tradicionais, passados através de gerações, incluem a escolha criteriosa das pedras, a preparação da argamassa com areia, cal e água, e técnicas específicas de assentamento e rejuntamento. Essas práticas ancestrais, apesar de empíricas, são fundamentais para a compreensão das propriedades mecânicas da alvenaria, especialmente em contextos de risco sísmico.

Este trabalho tem como objetivo primordial caracterizar a alvenaria tradicional de pedra do Algarve, fruto dos resultados de ensaios com macacos planos para avaliar as características mecânicas das paredes de alvenaria, como o módulo de elasticidade e a tensão de rotura. Esses resultados obtidos *in situ* foram comparados com os obtidos em laboratório em provetes realizados com pedra irregular de diferentes formas geométricas, utilizando materiais e técnicas tradicionais.

Os resultados obtidos revelam que a alvenaria de pedra do Algarve possui uma baixa resistência à compressão, influenciada significativamente pela argamassa de assentamento e pela disposição das pedras. Foi observada uma variação na qualidade das construções, sendo geralmente inferior nas áreas costeiras e superior nas serranas, o que impacta diretamente o risco sísmico associado.

Este estudo apresenta algumas contribuições relevantes para a preservação, reabilitação e melhoria da resiliência sísmica das construções em alvenaria de pedra no Algarve, contribuindo para um melhor entendimento e valorização deste património construtivo. Através deste trabalho, apresentam-se dados importantes que podem apoiar a realização de intervenções adequadas neste património edificado, visando a segurança e a sustentabilidade destas estruturas em regiões sísmicas.

## 2. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Os processos construtivos e materiais empregues na construção tradicional em alvenaria de pedra estão a cair em desuso, o que implica uma perda gradual do conhecimento sobre esta técnica ancestral, que é preciso preservar. Para isso, é importante recuperar e registar esse conhecimento, tanto para memória futura como para auxiliar na sua reabilitação, especialmente a sísmica. Neste sentido, é fundamental consultar os testemunhos dos antigos trabalhadores que participaram na construção deste património edificado, bem como os documentos técnicos que ainda existem sobre este tipo de construção, em particular sobre a caracterização dos materiais de construção usados naquela época.

## 2.1. Pedra

A geologia local influenciava muito o tipo de pedra usada nas construções tradicionais. Da leitura das transcrições de alguns testemunhos de antigos trabalhadores [1], fica evidente que a pedra usada dependia, não só das suas características mecânicas, mas também da distância aos locais onde essas pedras existiam, dado que o transporte era realizado no dorso dos animais ou em veículos de tração animal, o que condicionava a máxima distância de transporte. Assim, as construções tradicionais em alvenaria de pedra existentes no Algarve, apresentam unidades de alvenaria de pedra com características muito distintas, dependendo da diferenciação da geologia de cada local da região (Fig. 1).

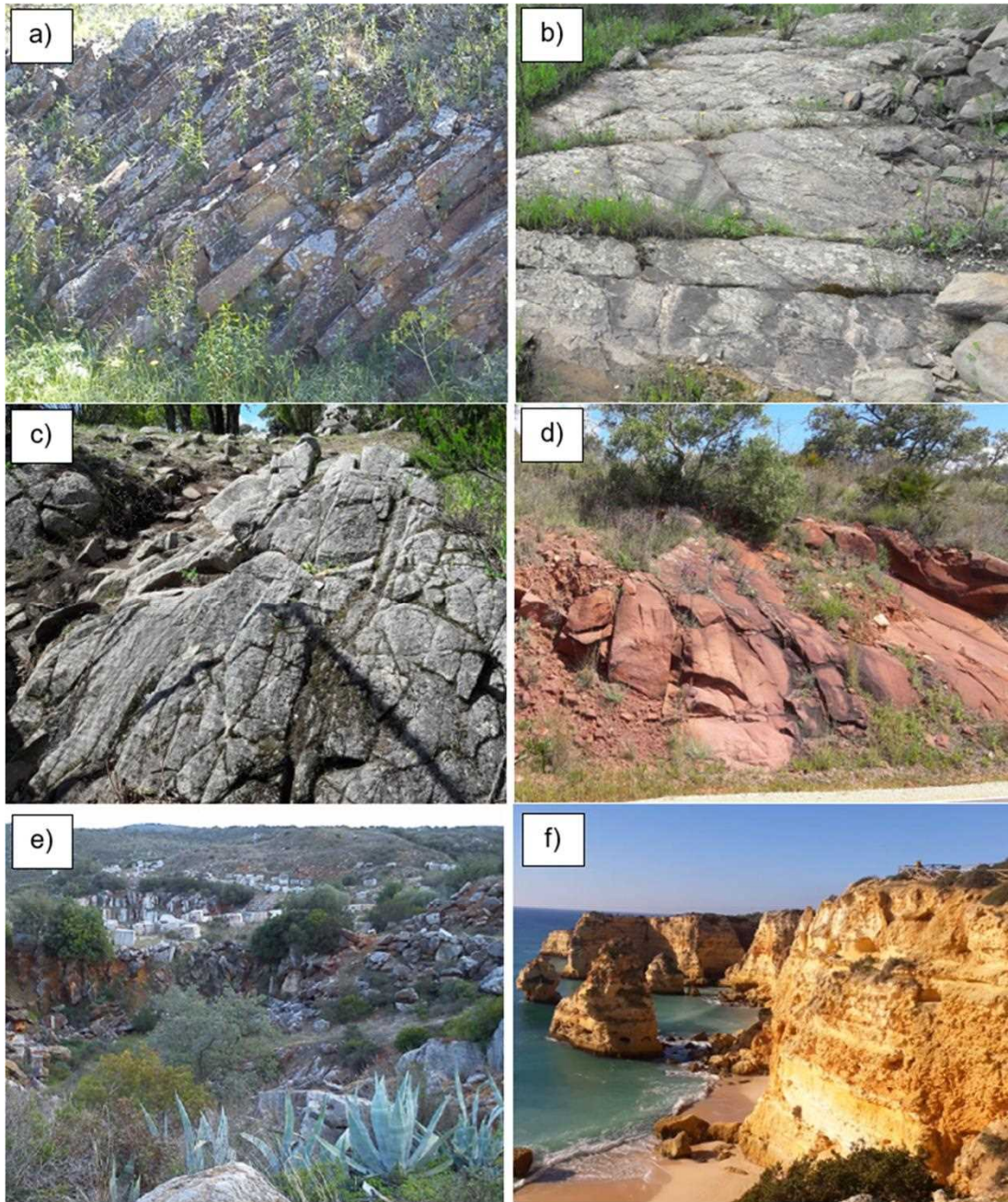


Fig. 1 – Alguns tipos de rochas usadas como unidades de alvenaria na construção tradicional existente no Algarve: a) Xisto; b) Grauvaque; c) Sienito nefelínico de Monchique; d) Arenito-argiloso; e) Calcários do Barrocal; f) Formações rochosas da costa algarvia.

As construções existentes na serra algarvia são, essencialmente, em xisto (Fig. 1-a), possuindo algumas pedras de grauvaque (Fig. 1-b). Por ser uma rocha mais difícil de trabalhar, as pedras de grauvaque existem, normalmente, somente nos cunhais dos edifícios ou como lintéis sobre os vãos das janelas e portas. Na serra de Monchique, também existem algumas construções com unidades de alvenaria constituídas por sienito nefelínico (Fig. 1-c). Contudo, por esta rocha apresentar uma elevada resistência, as construções existentes com este tipo de pedras apresentam sinais de utilização de equipamentos mecânicos, sendo por isso mais recentes.

Na beira serra, aparece uma estreita faixa de afloramentos rochosos (Fig. 1-d) em arenito-argiloso (vulgarmente denominado como “grés de Silves”), pelo que esta pedra, de tons avermelhados, também foi muito usada nesta região.

No barrocal algarvio, predominava o uso dos calcários, sendo possível identificar muitas pedreiras (Fig. 1-e), muitas delas já não estando em funcionamento.

Por outro lado, no litoral algarvio, e caso a costa esteja relativamente afastada das zonas com pedreiras, eram usados diversos tipos de pedras, usualmente existentes nas formações rochosas do litoral (Fig. 1-f), tipicamente de menor resistência, nomeadamente o arenito amarelo.

Através da análise das especificações técnicas dos projetos dos edifícios das escolas do 1º ciclo do ensino básico, construídos em alvenaria de pedra no Algarve (em particular, as escolas de tipologia regional projetadas pelos arquitetos Raul Lino, Alberto Braga de Sousa e Fernando Peres [2]), constatou-se que a fiscalização era responsável por decidir a origem da pedra a ser utilizada. Esta deveria ser de boa qualidade e de tamanho adequado, proporcional à espessura. As pedras deveriam ser limpas e desbastadas no estaleiro, e não sobre as paredes em construção, e deveriam ser molhadas no momento da colocação, garantindo superfícies limpas e húmidas.

No âmbito do projeto PERSISTAH (Projetos de Escolas Resilientes aos SISMos no Território do Algarve e de Huelva [3]), identificaram-se escolas construídas com pedra calcária, xisto e arenito-argiloso. Estes tipos de rochas foram considerados pela fiscalização como os mais adequados para a construção destes edifícios públicos, que podem ser considerados como uma referência em termos de qualidade na construção de alvenaria tradicional de pedra no Algarve.

## **2.2. Argamassa**

Nas construções de alvenaria de pedra, era comum o uso de argamassas à base de cal ou de barro vermelho [1]. Segundo relatos de antigos trabalhadores da construção civil, na serra algarvia, a argamassa à base de barro era mais frequentemente utilizada, uma vez que os fornos de cal se localizavam mais a sul, na zona do barrocal, onde existe abundância de pedra calcária. No entanto, no litoral, a argamassa à base de cal era a preferida.

Nas especificações técnicas das antigas escolas primárias do Algarve, cujos edifícios são construídos em alvenaria de pedra, foram encontrados traços a serem usados em “paredes de elevação” (paredes executadas acima do solo): 1:3 - cal aérea e areia (um traço também mencionado pelos antigos construtores); 1:4 - cal hidráulica e areia.

## **3. CONSTITUIÇÃO E EXECUÇÃO DAS PAREDES**

Identificou-se uma ampla variedade de práticas tradicionais para a construção de paredes de alvenaria de pedra, influenciadas por fatores económicos e pela proximidade dos materiais de construção disponíveis na natureza.

A análise das ruínas dos edifícios de alvenaria no Algarve revela informações valiosas sobre as técnicas de construção empregadas (Fig. 2). Algumas paredes foram construídas com pedras assentes com argamassa, que pode ser de barro ou à base de cal. Outras foram feitas em pedra seca, sem o uso de argamassa. A disposição das pedras na parede também varia, podendo estas ser constituídas por um, dois ou três panos. Além disso, algumas paredes possuem travadouros, pedras que atravessam a parede transversalmente, conectando os diversos panos.

A proximidade à fonte de matéria-prima influencia a constituição das paredes. Em alguns vales da beira serra, paralelos à costa sul do Algarve, a constituição das paredes muda em poucas centenas de metros. Nas encostas dos vales da vertente sul, as construções exibem tipicamente paredes com pedra calcária, típicas do barrocal, com algum grau de aparelhamento. Na zona do vale onde surgem afloramentos de arenito-argiloso, as paredes das construções foram feitas com esta pedra, podendo haver misturas de pedras de diferentes naturezas nas zonas de transição geológica. Nas encostas da vertente norte, as construções são normalmente em alvenaria de xisto.

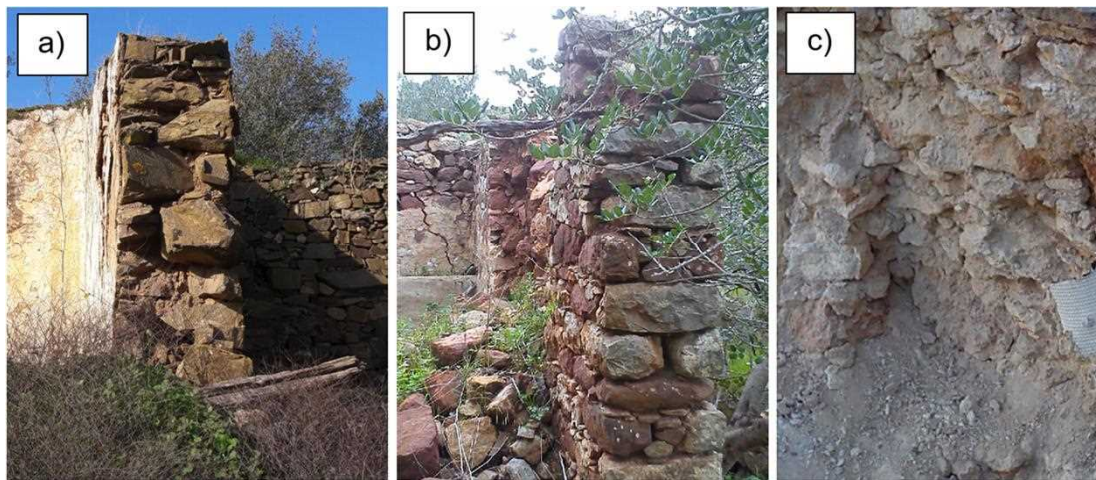


Fig. 2 – Alguns tipos de paredes típicas no Algarve: a) parede à base de xisto, com argamassa de barro, da serra algarvia; b) parede de alvenaria seca de dois panos, constituída por uma mistura de pedra calcária e de arenito-argiloso, com travadouros, da beira serra; c) parede de um pano constituída por pedras de diferentes naturezas, com argamassa à base de cal, típica das cidades do litoral algarvio.

No barrocal, na beira serra e na serra algarvia, as paredes apresentam, normalmente, dois panos, com espessuras que variam entre 40 e 60 cm em construções de um piso. Usualmente, estas não possuem travadouros, embora possam existir ocasionalmente.

O número de panos das paredes em alvenaria está relacionado com o processo construtivo. Segundo os relatos orais dos antigos construtores deste tipo de edifícios, as paredes eram, geralmente, executadas por dois trabalhadores. Um ficava num paramento e o outro no paramento oposto, originando a criação de dois panos. Para a colocação de travadouros, seria necessário algum planeamento e coordenação. Nas paredes exteriores, o “mestre” normalmente posicionava-se no lado do paramento exterior, enquanto o “aprendiz” ficava no lado interior da habitação [1]. Assim, é previsível que o pano exterior apresente uma qualidade de construção superior à do pano interior. As pedras mais resistentes eram partidas com um ponteiro, enquanto as menos resistentes eram partidas com um martelo, antes de serem colocadas na parede.

Outro motivo para a existência de vários panos é que as pedras de forma arredondada eram muitas vezes partidas ao meio, criando duas faces direitas (uma face por cada metade da pedra, designadamente quando utilizavam pedras calcárias) que eram colocadas do lado do paramento. A parte arredondada era virada para o interior da



parede, criando assim vazios que eram preenchidos com pedras menores e argamassa. No caso de paredes mais espessas, formavam-se assim três panos, sendo o pano central constituído, essencialmente, por material de enchimento.

Nas especificações técnicas consultadas no âmbito do projeto PERSISTAH [3], era indicado que as paredes das escolas deviam ser executadas com pedras com algum grau de aparelhamento, que eram colocadas nas paredes de modo a “fazer-se boa travação de uma com as outras tanto no sentido longitudinal, como transversal”. O cumprimento literal destas regras de execução, provavelmente iria originar paredes constituídas por um único pano, ou então por dois panos muito travados entre si. Isso também fica evidente da leitura das transcrições do relato de um construtor desse tipo de escolas [1]. Segundo ele, os fiscais destas construções escolares batiam com um maço num ponteiro que era colocado nas juntas, e se ele atravessasse toda a parede, então esta era mandada demolir, e depois era refeita até ficar corretamente executada. Este tipo de controlo de qualidade, realizado em vários pontos de uma parede, provavelmente não era usual nas habitações correntes, pois ele também relata que dois operários (irmãos) da construção civil tinham sido obrigados a demolir as paredes que executaram para uma escola localizada na Mealha, cerca de 25 vezes, enquanto a sua própria casa foi feita sem esse cuidado, pelo que os panos ficaram sem travamento entre si, o que originou o colapso de um desses panos, segundo o que relatou [1]. Este tipo de relatos (ainda que possam existir alguns exageros, ou pequenas incorreções a transmitir os factos do passado), quando confrontados com o que era indicado nas antigas especificações técnicas, pode ser de grande importância no contexto da avaliação da segurança sísmica destas construções, pois torna evidente que não podemos assumir igual vulnerabilidade para todas as construções de uma mesma tipologia construtiva, dado que a qualificação da mão de obra usada em cada uma das construções é de especial importância neste tipo de tipologia construtiva tradicional.

Conforme as especificações técnicas para a construção de paredes em alvenaria de pedra, nas antigas escolas primárias do Algarve, as paredes deviam ser construídas sem espaços vazios e sem pedras mal assentes ou oscilantes. Além disso, não deviam existir grandes áreas da parede preenchidas apenas com argamassa. Se necessário, podiam ser utilizados calços de pedra dura para garantir a estabilidade.

Devido à escassez de pedras de boa qualidade no litoral algarvio, as paredes de alvenaria das habitações correntes geralmente apresentam um único pano, com uma mistura de pedras de diferentes naturezas geológicas e grandes quantidades de argamassa à base de cal, de baixa resistência, preenchendo os espaços livres entre as pedras (Fig. 2-c), algo que contraria as regras impostas para as escolas.

## 4. ENSAIOS REALIZADOS

Nos últimos anos, foram realizados vários ensaios para caracterizar as paredes de alvenaria tradicional de pedra típicas do Algarve, tanto no local (*in situ*) como em laboratório [4]. Estes ensaios visaram conhecer as propriedades mecânicas dos materiais constituintes, assim como o comportamento estrutural destas paredes, a fim de avaliar o seu comportamento sísmico.

### 4.1. *In situ*

Foram realizados diversos ensaios *in situ* com macacos planos (Fig. 3), a fim de caracterizar o módulo de elasticidade e a resistência mecânica de paredes com diferentes constituições.

Realizaram-se ensaios em paredes de alvenaria feitas de pedra calcária, arenito e sienito nefelínico, em diversas localidades do Algarve. Alguns ensaios envolveram

múltiplos ciclos de carga-descarga, enquanto outros envolveram apenas um ciclo ou mesmo nenhum (Fig. 4).



Fig. 3 – Equipamento usado nos ensaios realizados *in situ* com macacos planos (bomba hidráulica, sistema de aquisição de dados Quantum X data da HBM, ligado a um computador, e transdutores de deslocamento – com três canais longitudinais e um canal transversal).

A dispersão dos valores obtidos foi bastante significativa. Observaram-se grandes variações nos valores médios das várias características mecânicas (obtidos a partir das médias de três canais de leitura), tanto dentro da mesma construção como entre construções diferentes. Nos ensaios realizados *in situ*, o módulo de elasticidade médio ( $E$ ) variou entre 224 MPa e 1021 MPa, o coeficiente de Poisson médio ( $\nu$ ) variou entre 0.26 e 0.62, e a tensão média de rotura ( $f_m$ ) variou entre 0.90 MPa e 2.69 MPa.

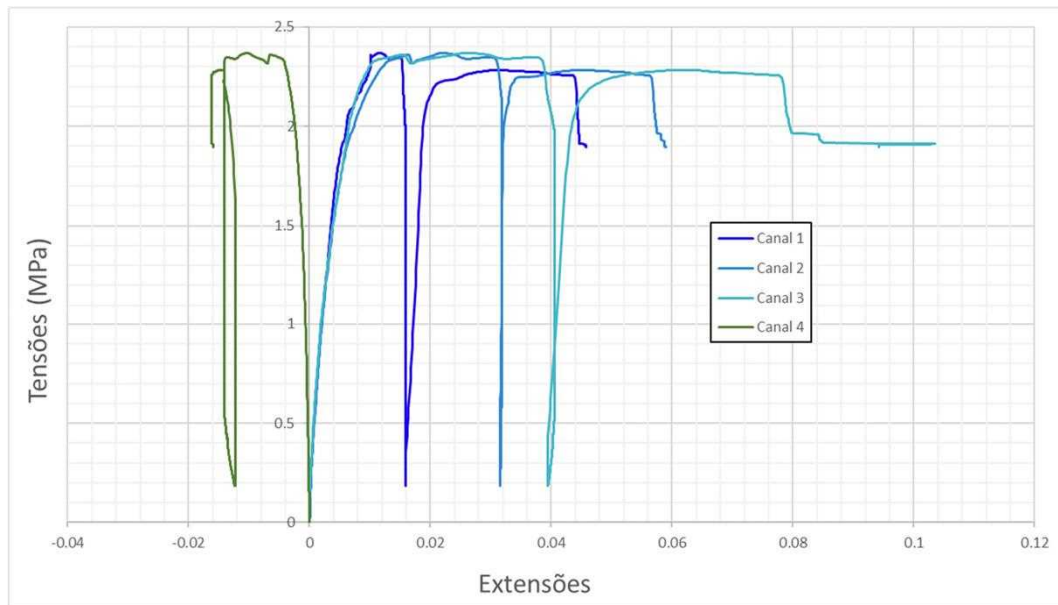


Fig. 4 – Exemplo dos resultados obtidos nos ensaios realizados *in situ* com macacos planos (com um ciclo de descarga e recarga, após plastificação).

No que diz respeito às argamassas presentes nas paredes de alvenaria de pedra, foram conduzidos ensaios de arrancamento de uma helicoidal. Contudo, os resultados obtidos foram praticamente insignificantes, uma vez que a argamassa se desagregava ao simples toque.

## 4.2. Em laboratório

Os valores obtidos nos ensaios *in situ* foram comparados com resultados obtidos anteriormente em laboratório, cuja realização está descrita de forma detalhada em anteriores publicações [4].

Em relação às pedras usualmente usadas na região do Algarve, foram realizados ensaios de rotura à compressão de pedras calcárias oriundas de uma antiga pedreira localizada no barrocal algarvio (Bordeira, Faro), e de paredes ensaiadas *in situ*, tendo sido obtidos valores médios muito elevados (iguais a 60.5 MPa em 5 amostras retiradas de uma construção de Lagos, e a 58.6 MPa em 4 amostras retiradas da antiga pedreira).

Foram realizados provetes de argamassa (com 4×4×16 cm) à base de cal e areia, com o traço tipicamente adotado nestas construções, anteriormente referido. Foi obtido um valor médio de 1.73 MPa para a tensão de rotura à compressão (obtida aos 52 dias), com um desvio padrão de 0.074.

Também foram ensaiados 4 provetes de alvenaria (com 24.5×24.5×37 cm), com pedra calcária e argamassa à base de cal e areia. Todos os provetes apresentavam o mesmo peso de pedras e argamassa, somente variando a forma das pedras (entre a forma esférica e a forma de um paralelepípedo).

Nos ensaios realizados em laboratório, a tensão rotura variou entre 0.47 MPa (com pedras quase redondas) e 2.02 MPa (com pedras da forma quase paralelepipedica), tal como é ilustrado na Fig. 5.

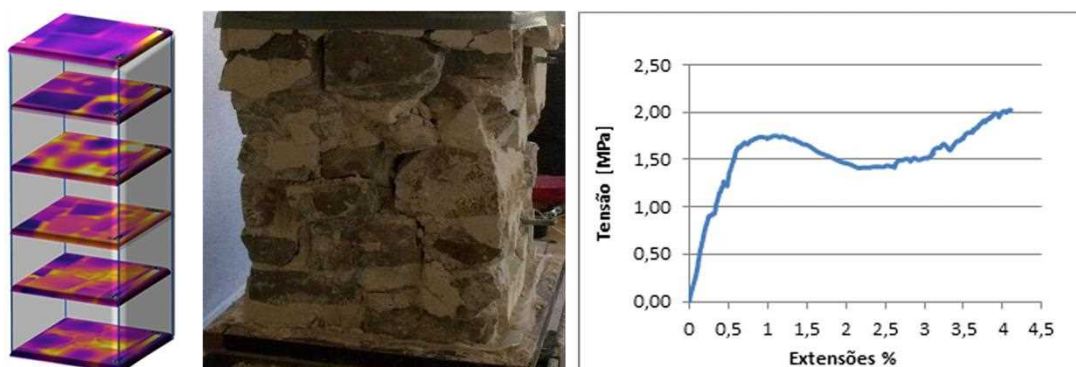


Fig. 5 – Exemplo dos resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório (com pedras calcárias da forma quase paralelepipedica, dispostas de forma irregular, imitando as paredes de um pano, e argamassa à base de cal e areia).

## 5. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

O estudo da alvenaria tradicional de pedra no Algarve revela a importância histórica e cultural desta técnica de construção, assim como a sua relevância arquitetónica na região. Esta técnica, utilizada por séculos, reflete uma adaptação ao ambiente local, com a escolha de materiais baseada na geologia e disponibilidade local. A diversidade de pedras utilizadas, como calcário, arenito, xisto e grauvaque, confere características únicas a cada construção.

O presente trabalho destaca a importância de preservar o conhecimento tradicional de construção, e a necessidade de melhorarmos o conhecimento sobre todos os parâmetros que influenciam as características mecânicas das paredes de alvenaria de pedra, com vista à avaliação do seu comportamento sísmico.

Conhecer os métodos construtivos tradicionais, incluindo os critérios de seleção de pedras e a preparação de argamassas, é crucial para a avaliação da segurança estrutural dessas construções, especialmente em áreas com alguma perigosidade sísmica.

Os resultados dos ensaios, tanto *in situ* quanto em laboratório, revelam aspetos fundamentais sobre as propriedades mecânicas dessas construções e sobre a forma como a tradição e a técnica se combinam na arquitetura regional, e são fundamentais para um melhor entendimento dessas construções e para o desenvolvimento de intervenções adequadas visando a segurança e a sustentabilidade. Os ensaios realizados mostram que a alvenaria de pedra do Algarve possui uma baixa resistência à compressão, principalmente devido à argamassa utilizada e à disposição das pedras nas paredes. Isto fica mais evidente quando comparamos os valores obtidos nos ensaios laboratoriais e os obtidos *in situ*.

Existe uma variação evidente na qualidade das alvenarias utilizadas nas construções, entre o litoral e a serra do Algarve, que afeta diretamente o risco sísmico associado. Isto é tanto mais grave pelo facto de a perigosidade sísmica do litoral ser mais elevada do que a da serra, em face da natureza dos terrenos de fundação. Esta conjugação de uma maior perigosidade e uma maior vulnerabilidade, ambas motivadas pela geologia local, pode ajudar a explicar a distribuição da intensidade sísmica (que é uma função dos efeitos do sismo nas construções) que foi observada na região do Algarve na sequência da ocorrência do sismo de 1755, onde as maiores intensidades foram observadas no litoral Algarvio (zona onde têm sido encontradas construções tradicionais com alvenaria de pior qualidade, e onde a geologia local é mais propensa a gerar fenómenos de amplificação local das vibrações sísmicas).

A baixa resistência à compressão observada nas construções de alvenaria de pedra sugere a necessidade de medidas adicionais para a preservação e reabilitação dessas estruturas, especialmente considerando o risco sísmico [5].

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Costa, M.R. (2014) *Casas e Montes da Serra entre as extremas do Alentejo e do Algarve . Forma, processo e escala no estudo da arquitetura vernacular.*, Edições Afrontamento, Lda., Porto.
- [2] Estêvão, J.M.C.; Tomás, B. (2022) Ranking the Seismic Vulnerability of Masonry School Buildings according to the EC8-3 by Using Performance Curves. *International Journal of Architectural Heritage* **16**(11), 1699-1714.
- [3] Estêvão, J.M.C.; Morales-Esteban, A.; Sá, L.F.; Ferreira, M.A.; Tomás, B.; Esteves, C.; Barreto, V.; Carreira, A.; Braga, A.; Requena-Garcia-Cruz, M.-V.; Romero-Sanchez, E.; de-Miguel-Rodriguez, J.; Segovia-Verjel, M.-L.; Blanco, B.Z.; Oliveira, C.S. (2022) Improving the Earthquake Resilience of Primary Schools in the Border Regions of Neighbouring Countries. *Sustainability* **14**(23).
- [4] Cabral, P.; Braga, A.; Estêvão, J.M.C. – Caracterização mecânica da alvenaria tradicional de pedra do Algarve, in: 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2014 / 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa, 2014, p. 1-13, CD56.
- [5] Estêvão, J.M.C.; Tomás, B.; Laranja, R.; Braga, A. – Seismic retrofitting of an existing masonry school building: a case study in Algarve, in: CIAC-2019: International Conference on Automation Innovation in Construction, Springer, Leiria, Portugal, 2019, p. 349-355.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE ALVENARIA DE PEDRA ORDINÁRIA  
PORTUGUESA ATRAVÉS DE DADOS EXPERIMENTAIS - ESTUDO  
PRELIMINAR**

**DANIEL MELO**  
Aluno Mestrado  
IST

**ANTÓNIO SIMÕES**  
Aluno Doutoramento  
CERIS, IST

**GRAÇA VASCONCELOS**  
Professora Associada  
ISISE, UMinho

**RITA BENTO**  
Professora Catedrática  
CERIS, IST

**SUMÁRIO**

Este estudo analisa e atualiza dados provenientes da literatura, relativos às propriedades mecânicas em alvenaria de pedra ordinária portuguesa de duas folhas, abrangendo ensaios experimentais tanto in situ como laboratoriais. Aos dados recolhidos foi aplicada uma técnica de fusão de dados, com base num enquadramento Bayesiano, para definir os parâmetros mecânicos mais relevantes na avaliação da segurança estrutural de edifícios de alvenaria: o módulo de elasticidade  $E$ , o módulo de distorção  $G$ , a resistência à compressão  $f_c$  e a resistência ao corte  $\tau_0$ . Os resultados obtidos foram posteriormente comparados com os intervalos de valores propostos em normas atualmente em vigor ou em fase de desenvolvimento.

**ABSTRACT**

This study analyses and updates data from the literature, encompassing both in situ and laboratory experimental tests on two-leaf Portuguese ordinary stone masonry. The collected data underwent a data fusion technique, based on a Bayesian framework, to determine the most relevant mechanical parameters in the assessment of the structural safety of masonry buildings: the modulus of elasticity  $E$ , the shear modulus  $G$ , the compressive strength  $f_c$ , and the shear strength  $\tau_0$ . The obtained results were subsequently compared with the ranges proposed in currently effective or under-development standards.

**PALAVRAS-CHAVE:** Propriedades Mecânicas; Alvenaria; Metodologia Bayesiana; Ensaios

## 1. INTRODUÇÃO

A avaliação da vulnerabilidade estrutural em edifícios antigos, cujo sistema estrutural é constituído por paredes de alvenaria resistentes, exige um nível adequado de conhecimento (KL) das propriedades mecânicas dos materiais constituintes [1]. Contudo, as intervenções de reabilitação e conservação nesses edifícios enfrentam vários desafios, sendo o mais significativo a avaliação apropriada da segurança atual.

Isto deve-se ao facto de as paredes de alvenaria históricas serem tipicamente compostas por materiais altamente heterogéneos, incluindo unidades regulares ou irregulares unidos por argamassas de cal, e até mesmo pela utilização de tijolos de panos múltiplos e cantaria, traduzindo-se em diferentes tipologias existentes a nível nacional, assim como na cidade de Lisboa. Para realizar uma avaliação adequada da segurança estrutural e conceber soluções de reforço, quando necessário, é fundamental possuir conhecimento abrangente tanto da própria estrutura quanto das características mecânicas dos materiais envolvidos [2].

O tipo de análise estrutural depende do nível de conhecimento (KL) disponível, determinado a partir do nível de inspeção e ensaios conduzidos, correspondendo diretamente a um fator de confiança (FC) conforme estipulado pelos regulamentos aplicáveis às estruturas existentes, tais como o a Parte 3 do Eurocódigo 8, EC8-3 [3] e o regulamento italiano NTC [4]. Estes fatores são aplicados às propriedades médias dos materiais obtidas a partir de ensaios *in situ* ou outras fontes adicionais, resultando numa redução do seu valor para ajustá-los mediante as incertezas associadas ao nível de conhecimento da estrutura.

Para estimar as propriedades mecânicas dos materiais, existem diversas técnicas experimentais disponíveis, nomeadamente ensaios *in situ*. No caso de edifícios históricos, a escolha dos ensaios é determinada pelas limitações existentes para preservar os edifícios, considerando o tipo e número de ensaios que podem ser realizados *in situ*. Idealmente, procuram-se métodos não destrutivos, mas em alguns casos, são permitidos ensaios semi-destrutivos, por exemplo ensaios com macacos planos. Existem também restrições relacionadas com a extração de amostras representativas das alvenarias para posterior realização de ensaios laboratoriais. Outra abordagem é tentar reproduzir as paredes existentes e testá-las em laboratório, permitindo a definição de valores de referência para as propriedades em estudo.

No contexto da avaliação da segurança estrutural de edifícios de alvenaria, os parâmetros mecânicos mais relevantes incluem o módulo de elasticidade  $E$ , o módulo de distorção  $G$ , a resistência à compressão  $f_c$  e a resistência ao corte  $T_0$ .

Assim, neste artigo, apresenta-se o estudo desenvolvido por [5], verificado e atualizado [8], que conduziu à construção de uma base de dados de propriedades mecânicas para as tipologias de parede de alvenaria de pedra de duas folhas existentes em Portugal. Os principais objetivos do estudo desenvolvido e apresentado neste artigo são: (i) realizar uma revisão sistemática dos resultados de estudos experimentais nacionais em paredes de alvenaria de pedra com duas folhas; (ii) aplicar uma técnica de fusão de dados, com base num enquadramento Bayesiano, para atualizar os parâmetros mecânicos utilizando a informação armazenada na base de dados; (iii) comparar os resultados obtidos com os valores propostos em algumas normas e diretrizes existentes ou em desenvolvimento. Assim, os resultados apresentados neste trabalho podem contribuir para melhorar o conhecimento sobre os dados necessários em atividades de engenharia orientadas para a prática, abordando a avaliação de edifícios existentes.

## 2. METODOLOGIA BAYESIANA APLICADA À REDUÇÃO DA INCERTEZA NA ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ALVENARIAS

A avaliação dos parâmetros mecânicos de materiais para a análise de estruturas de alvenaria pode ser realizada com base em observações iniciais conhecidas (por exemplo, valores da literatura) e/ou conhecimento/experiência técnica (por exemplo, julgamento pessoal), mas a incerteza inerente a estes parâmetros impossibilita a definição de um conjunto determinístico de valores. Esta incerteza conduz ao recurso a modelos de probabilidade epistêmica, levando à aplicação da metodologia Bayesiana [6].

Na abordagem Bayesiana, as propriedades mecânicas são variáveis aleatórias e o processo de análise de dados começa com uma função de distribuição específica. Os parâmetros escolhidos podem derivar de ensaios experimentais, resultando desta informação a distribuição à priori e refletindo a incerteza associada aos parâmetros mecânicos desejados. Esta incerteza é expressa pelo desvio padrão, o qual pode ser reduzido à medida que mais dados são obtidos.

À medida que novos dados estão disponíveis, o processo de atualização é estabelecido, partindo de uma distribuição à priori para alcançar uma distribuição à posteriori. Uma maneira de realizar essa atualização é através da aplicação da probabilidade condicional de Bayes. Esta abordagem pretende reduzir a incerteza em relação aos valores iniciais, tornando-se cada vez menor à medida que a disponibilidade de dados aumenta.

Como o teorema de Bayes trata de probabilidades condicionais, usando uma função de distribuição para estimar a incerteza de um parâmetro desconhecido, torna-se possível atualizar essa distribuição inicial de um parâmetro  $\theta$  com base em informações à priori, obtendo assim uma distribuição posterior, sempre que novas informações se tornem disponíveis [5]. Ao considerar o evento  $X = x$ , que representa um acontecimento  $x$  relacionado a uma variável aleatória  $X$ , a distribuição inicial  $h(\theta)$  dos valores possíveis de  $\theta$  é regida pela equação (1):

$$h(\theta|x) = \frac{h(\theta)f(x|\theta)}{\int_{\theta} h(\theta)f(x|\theta) d\theta} \quad (1)$$

Esta equação expressa a atualização da informação inicial  $h(\theta)$ , para a distribuição posterior  $h(\theta|x)$  de  $\theta$ , após observação de  $X = x$ . Esse processo utiliza as funções densidade de probabilidade (*Probability Density Functions* PDF) da informação à priori e posterior além da função de verossimilhança relacionada a  $f(x|\theta)$ . Esta última função representa a distribuição à priori previsível para a variável aleatória  $X$ , independentemente do valor que  $\theta$  assuma.

A inferência Bayesiana transita da distribuição inicial  $h(\theta)$  para a distribuição posterior  $h(\theta|x)$ . Neste trabalho, a definição da informação inicial, ponto de partida do processo de atualização, é estabelecida com base no índice de qualidade da alvenaria (MQI) [7] (secção 2.1), permitindo a estimativa inicial dos parâmetros mecânicos desejados ( $E$ ,  $G$ ,  $f_c$  e  $\tau_0$ ).

O modelo considera a média ( $\mu$ ) e a variância ( $\sigma^2$ ) como variáveis aleatórias desconhecidas dos parâmetros em análise. A média e o desvio padrão posterior,  $\mu_{prior}$  e  $\sigma_{prior}$ , ponderada pela informação inicial e pela nova informação, são definidos de acordo com as equações (2) e (3).

$$\mu_{prior} = \mu_1 = \frac{n_0}{n_0 + n} \cdot \mu_0 + \frac{n}{n_0} \cdot \bar{x} \quad (2)$$



$$\sigma_{prior} = \sqrt{\frac{S_1}{(n_0+n)}} \quad \text{com} \quad (3)$$

$$S_1 = S_0 + (n-1) \cdot s^2 + \frac{n_0 \cdot n}{n_0+n} \cdot (\bar{x} - \mu_0)^2$$

Onde

- $\mu_0$  - média definida pela informação inicial;
- $\mu_{prior} = \mu_1$  - média posterior ponderada pela informação inicial e pela nova informação;
- $n_0$  - número de resultados de ensaios iniciais;
- $n$  - número de resultados de ensaios;
- $n_1$  - número de resultados de ensaios total  $= n_0 + n$ ;
- $\bar{x}$  - média dos resultados dos ensaios;
- $S_0$  - é a soma inicial dos quadrados das diferenças entre os valores e a sua média;
- $S_1$  - é a soma posterior dos quadrados das diferenças entre os valores e a sua média;
- $s$  - é o desvio padrão dos novos dados observados;
- $\sigma_{prior}$  - é a soma inicial dos quadrados das diferenças entre os valores e a sua média.

A técnica de fusão de dados adotada combina duas fontes de informação de cada vez, resultando numa distribuição posterior (caracterizada por um valor médio atualizado e desvio padrão atualizado) que pode ser utilizada como distribuição à priori para a atualização seguinte. Assim, o processo de atualização simula um cenário em que os dados das propriedades mecânicas estimadas com base nos valores MQI são atualizadas sequencialmente, incorporando dados das propriedades mecânicas resultantes de campanhas de ensaios destrutivos e não destrutivos.

Para todos os tipos de alvenaria (MT) selecionados (ver secção 3), as propriedades mecânicas foram atualizadas com base nos resultados obtidos de cada ensaio. Por exemplo, o valor final do módulo de Young (E), previamente estimado a partir do MQI, foi calculado com dados provenientes dos ensaios sónicos (ST), dos ensaios de macacos planos (FJ) e dos ensaios de compressão (CT). O valor final para a resistência à compressão ( $f_c$ ) foi atualizado com base nos resultados dos ensaios de macacos planos (FJ) e nos resultados de ensaios de compressão (CT). Os ensaios de compressão diagonal (DC) e os resultados dos ensaios de rotura ao corte por compressão (SC) foram considerados no processo de atualização do módulo de distorção (G) e da resistência ao corte ( $\tau_0$ ).

A Figura 1 ilustra o processo de atualização de acordo com os diferentes níveis de conhecimento relativos às *propriedades mecânicas consideradas* (E,  $f_c$ , G e  $\tau_0$ ).

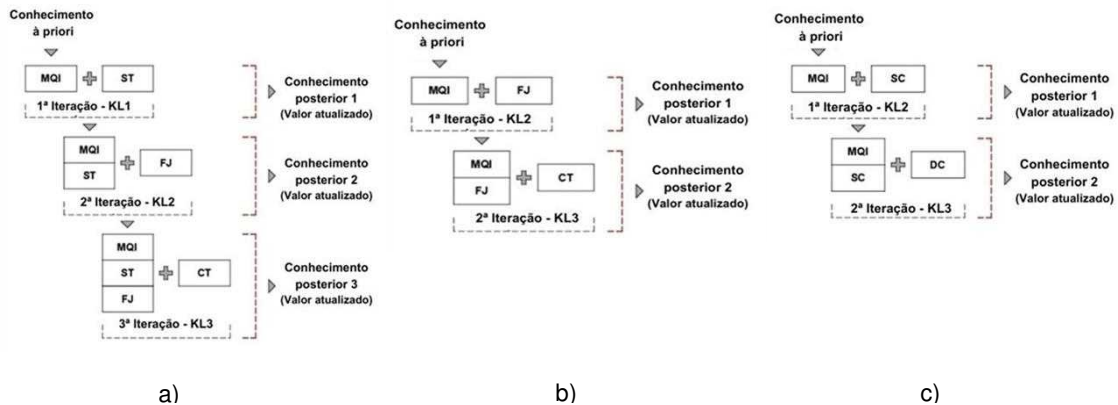


Figura 1 - Esquema representativo do processo de atualização, adaptado de [5]; a) Módulo de Young (E), b) Resistência à compressão ( $f_c$ ) e c) Módulo de Distorção (G) e Resistência ao corte ( $\tau_0$ )

## 2.1. Correlação entre as propriedades mecânicas e os valores MQI

No contexto deste estudo (ver detalhem em [8]), o Índice de Qualidade da Alvenaria (MQI) é utilizado para obter uma estimativa dos parâmetros mecânicos (resistência à compressão  $f_c$ , resistência ao corte  $\tau_0$ , módulo de elasticidade  $E$  e módulo de distorção  $G$ ) da alvenaria existente. Teoricamente, ter-se-ia de estabelecer um procedimento de correlação com base nos ensaios realizados para as alvenarias nacionais distintas e dos valores correspondentes do MQI calculados. Neste trabalho, são utilizadas as correlações determinadas por Borri e De Maria [7] e também utilizadas em [5].

Borri *et al.* [7] definiu correlações entre o MQI calculado para painéis correspondentes a diferentes tipos de alvenaria e atribuiu-lhes as propriedades mecânicas no intervalo sugerido pelo regulamento italiano fornecidas na Tabela C8.5.I [9]. Adicionalmente para o mesmo tipo de alvenaria foram consideradas algumas variações (por exemplo a qualidade da argamassa), sendo por isso aplicados fatores multiplicativos às propriedades anteriormente consideradas (Tabela C8.5.II do MIT [9]). No total foram considerados 36 painéis virtuais de alvenaria tendo sido associado cada um deles um valor de MQI e uma propriedade mecânica. Na Figura 2 estão representadas graficamente as curvas de correlação média consideradas em [7] para o módulo de elasticidade, módulo de distorção, resistência à compressão e resistência ao corte. Em [7] são também apresentadas outras curvas de correlação máximas e mínimas, associadas aos limites inferior e superior da gama de variação das propriedades mecânicas para um determinado MQI. A linha de tendência considerada neste estudo é aquela que reflete os valores médios dos parâmetros em análise, delimitados entre as curvas de valor máximo e mínimo.

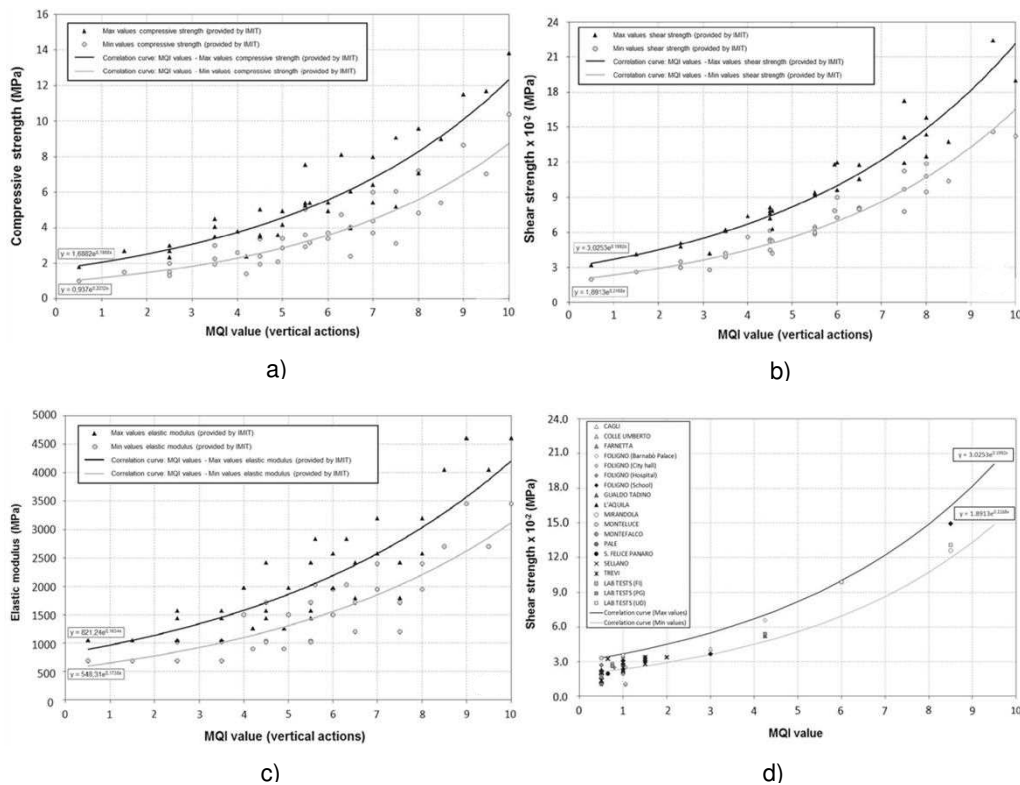


Figura 2 - Curvas de correlação entre os valores de MQI e as propriedades mecânicas das alvenarias [7]: a) Resistência à compressão ( $f_c$ ), b) Módulo de Distorção ( $G$ ), c) Módulo de Young ( $E$ ), d) Resistência ao corte ( $\tau_0$ ).

### 3. BASE DE DADOS

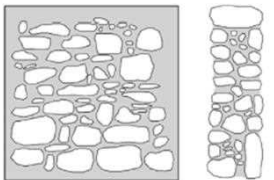
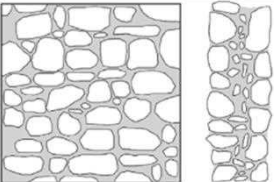
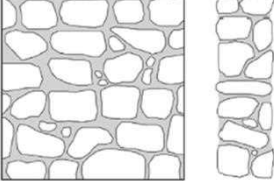
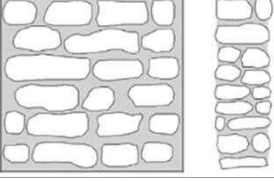
Neste trabalho realizou-se uma revisão sistemática e atualizou-se com novos valores a base de dados desenvolvida por [5], composta por valores de propriedades mecânicas relativas a paredes de alvenaria de pedra de dois panos representativas de edifícios existentes em Portugal. Estas paredes correspondem a uma morfologia comum em edifícios não só em Portugal, mas também em outros países europeus. O objetivo deste trabalho consiste em exemplificar a aplicação da metodologia anteriormente referida, metodologia Bayesiana aplicada à redução da incerteza nos valores de propriedades mecânicas de alvenaria de pedra de duas folhas, mas que pode ser estendida a outras tipologias de alvenaria existentes em construções antigas em Portugal, como paredes de uma e três folhas ou paredes de tijolo.

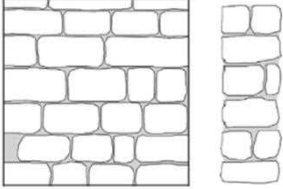
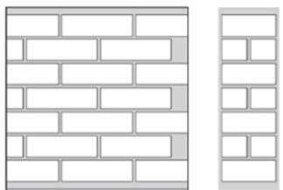
Cada painel de alvenaria da base de dados foi classificado em diferentes tipos (secção 3.1), de acordo com as recomendações fornecidas na nova geração do EC8-3 [10] e na norma italiana [9], e foi calculado um Índice de Qualidade da Alvenaria (MQI) [7], com o objetivo de obter uma estimativa inicial empírica dos parâmetros mecânicos de referência ( $E$ ,  $G$ ,  $f_c$  e  $\tau_0$ ).

#### 3.1. Tipos de alvenaria

Com base nas diretrizes fornecidas na nova geração do EC8-3 [10], pela norma italiana [9] e em [5], foram considerados seis tipos de alvenaria de pedra (Tabela 1) na construção da base de dados.

Tabela 1 - Descrição dos diferentes tipos de alvenaria, adaptado de [5].

Ilustração	MT – ( <i>Masonry type</i> / tipo de alvenaria)
	<b>MT1 (Alvenaria de pedra irregular)</b> - Não foram aplicadas quaisquer técnicas para modificar as unidades de pedra em termos de forma e/ou características geométricas. A ligação da alvenaria é irregular e distribuída de forma aleatória.
	<b>MT2 (Pedra grosseiramente cortada com espessura irregular)</b> - Parede de alvenaria construída utilizando unidades de pedra com formas irregulares. Mesmo que as unidades possam diferir entre si em termos de forma e tamanho, a alvenaria exhibe uma textura regular e uma disposição bem organizada, em comparação com a anterior.
	<b>MT3 (Pedra aparelhada com boa aderência)</b> - Parede de alvenaria construída com unidades de pedra de forma regular. As pedras podem diferir entre si em termos de forma e tamanho, sem terem sido sujeitas a qualquer processo artesanal ou artificial. A ligação da alvenaria é bastante regular, evidenciando ainda a presença de juntas de assentamento horizontais.
	<b>MT4 (Alvenaria de blocos irregulares de pedra macia)</b> - Nesta categoria, sugere-se uma classificação centrada principalmente num material específico. As unidades de alvenaria associadas a este tipo de parede podem ser compostas a partir de rochas vulcânicas (tufo) ou de rochas sedimentares (“tufa”).

	<p><b>MT5 (Alvenaria Regular de Blocos de Pedra Macia)</b> – Semelhante à tipologia mencionada anteriormente (MT4), esta categoria aborda paredes de alvenaria feitas com rochas vulcânicas e sedimentares e com unidades de alvenaria que podem ser definidas como "pedras aparelhadas", indicando que foram trabalhadas e dispostas conjuntamente, resultando numa ligação de alvenaria que atende aos principais critérios das boas práticas construtivas.</p>
	<p><b>MT6 (Alvenaria de pedra - cantaria)</b> - As unidades de pedra podem variar em tamanho, mas foram moldadas para serem o mais regulares possível. A ligação da alvenaria é marcada por juntas de assentamento verticais e horizontais uniformemente distribuídas por toda a parede de alvenaria.</p>

### 3.2. Características da Base de Dados

Verifica-se uma escassez de dados relativos às alvenarias do tipo 4 e 5, devido a este material não ser facilmente encontrado no território nacional. A

Figura 3 exemplifica o número de observações de cada tipo de ensaio e para cada tipologia de alvenaria e a Figura 4 apresenta o tipo de unidades em função da argamassa existente.

Verifica-se que os ensaios mais representativos das tipologias em estudo, foram as do tipo 1, 2, 3 e 6. Consta-se que as unidades de alvenaria dominantes são as de granito e calcário, com argamassas à base de cal, de acordo com os edifícios representativos nacionais. Refira-se ainda à base de dados de referência [5] foram adicionados os dados referentes dos estudos de [11] e [12] correspondentes à alvenaria tipo 2 (MT2).

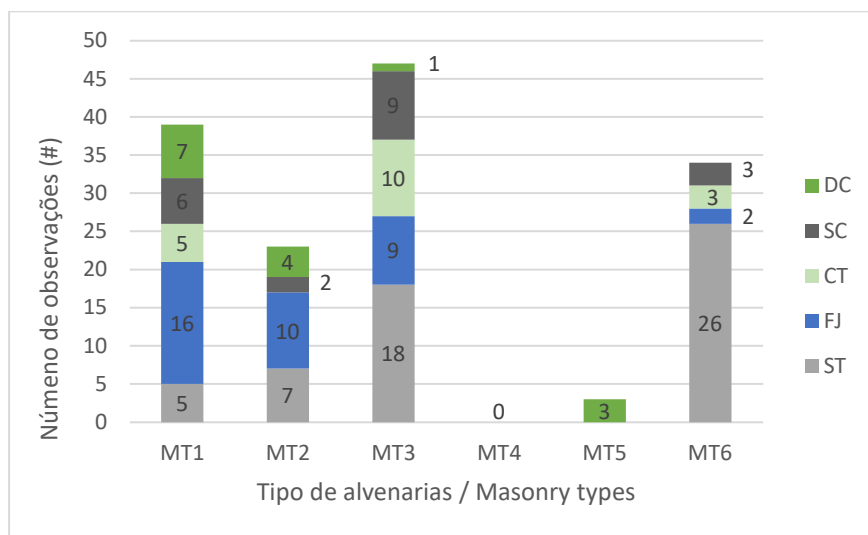


Figura 3 - Quantidade de ensaios contidos na base de dados de acordo com as tipologias de alvenaria.

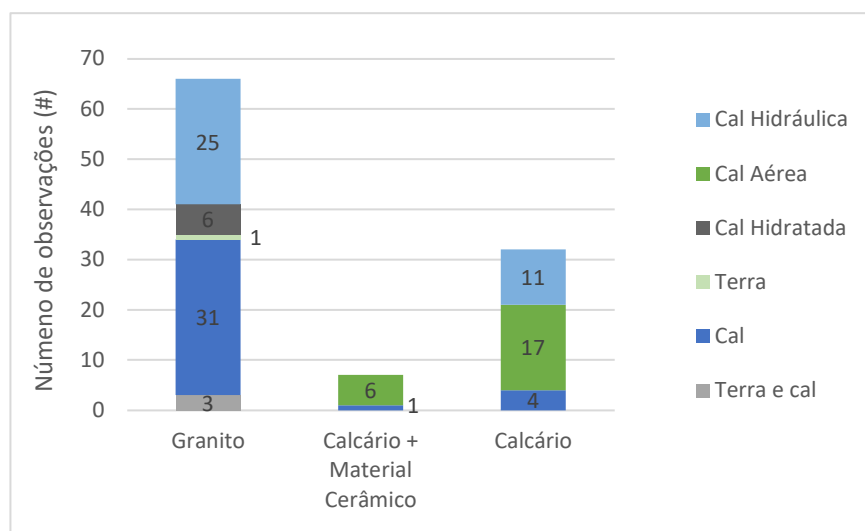


Figura 4 - Gráfico referente às observações acumuladas das unidades de alvenaria em função da argamassa.

#### 4. ATUALIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA – METODOLOGIA E RESULTADOS

A aplicação da metodologia Bayesiana e da técnica de fusão de dados adotada e considerando os dados disponíveis resultam nos valores finais apresentados na Tabela 2 (apenas para o tipo de alvenaria MT1) e na Tabela 3 (todos os tipos de alvenaria). A Tabela 3 apresenta a gama de valores propostos para as alvenarias estudadas, em termos de valor médio ( $\mu$ ) e desvio padrão ( $\sigma$ ), e os valores indicados pelos códigos e os propostos no estudo de [5]. Os resultados calculados são categorizados de acordo com as propriedades mecânicas de referência e a tipologia específica da alvenaria. Os intervalos das propriedades mecânicas apresentadas são definidos subtraindo (limite inferior) e adicionando (limite superior) o desvio padrão correspondente ao valor médio proposto.

Tabela 2 - Resultados adquiridos pela aplicação da metodologia de atualização Bayesiana para MT1

Conhecimento à priori				Conhecimento post.				Conhecimento post.				Conhecimento post.			
MQI				ST				FJ				CT			
(MPa)	$\mu$ prior	$\sigma$ prior	#	(MPa)	$\mu$ prior	$\sigma$ prior	#	(MPa)	$\mu$ prior	$\sigma$ prior	#	(MPa)	$\mu$ prior	$\sigma$ prior	#
E	964	139	50	E	1097	259	4	E	1041	314	8	E	952	243	3
$f_c$	2,03	0,36		$f_c$	NA <sup>1</sup>	NA	NA	$f_c$	1,42	0,92	21	$f_c$	1,26	0,66	10
MQI				SC				DC				-			
G	336	44	50	G	NA	NA	NA	G	289	90	3				
$\tau_0$	0,038	0,006		$\tau_0$	NA	NA		$\tau_0$	0,065	0,044	4				

NA<sup>1</sup>- Não aplicável. Significa que a base de dados não dispõe de informação suficiente para prosseguir com a iteração.

Refira-se o processo de atualização usado permitiu observar que os dados estimados pelo método MQI revelam uma distribuição uniforme, com baixa taxa de dispersão e desvio padrão reduzido [8]. Em contraste, os resultados experimentais exibem maior variabilidade na média e desvio padrão, já esperado devido às simplificações no método MQI e à natureza do tipo de ensaio experimental (in situ e laboratório).

Tabela 3 - Proposta de valores médios para as propriedades mecânicas com base no processo de atualização Bayesiana. Comparação de resultados.

		E (MPa)		f <sub>c</sub> (MPa)		G (MPa)		τ <sub>0</sub> (MPa)	
		μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
MT1	Regulamentos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	EC8-3 [10]	900	-	1,5	-	300	-	0,043	-
	MIT [9]	870	-	1	-	290	-	0,025	-
	Valores de Murano at al. [5] vs. propostos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	Murano et al. [5]	955	289	1,63	0,65	326	66	0,046	0,036
	Propostos	965	194	1,46	0,66	310	59	0,053	0,058
MT2	Regulamentos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	EC8-3 [10]	1200	-	2,5	-	400	-	0,07	-
	MIT [9]	1230	-	2	-	410	-	0,043	-
	Valores de Murano at al. [5] vs. propostos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	Murano et al. [5]	1105	310	2,06	0,78	384	36	0,077	0,066
	Propostos	1138	402	1,94	0,97	374	58	0,055	0,02
MT3	Regulamentos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	EC8-3 [10]	1700	-	3,2	-	600	-	0,095	-
	MIT [9]	1740	-	1	-	230	-	0,065	-
	Valores de Murano el al. [5] vs. propostos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	Murano et al. [5]	1963	392	3,98	1,43	NA <sup>1</sup>		NA	
	Propostos	2097	403	3,39	1,49	NA		NA	
MT6	Regulamentos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	EC8-3 [10]	2800	-	7	-	900	-	0,22	-
	MIT [9]	2800	-	6,5	-	950	-	0,105	-
	Valores de Murano [5] vs. propostos	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>	μ <sub>post</sub>	σ <sub>post</sub>
	Murano et al. [5]	2485	447	6,7	1,25	799	71	0,121	0,027
	Propostos	2660	471	5,46	1,93	NA		NA	

NA<sup>1</sup>- Não aplicável. Significa que a base de dados não dispõe de informação suficiente para prosseguir com a iteração.

Os valores finais da média e do desvio-padrão, calculados para cada parâmetro mecânico de referência, foram utilizados para definir Funções de Densidade de Probabilidade (PDFs) – Figura 5, Figura 6, Figura 7 e Figura 8. Essas PDFs, representando a evolução do método de fusão de dados, são apresentadas nas seguintes. Estas dizem respeito ao processo de atualização de MT1.

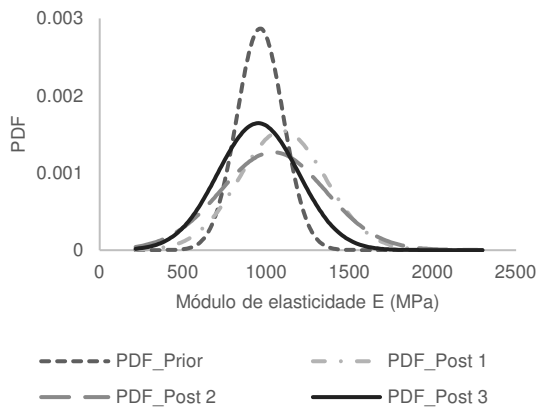


Figura 5 - Função de densidade de probabilidade (PDF) para os valores atualizados dos painéis de alvenaria MT1 para o módulo de elasticidade.

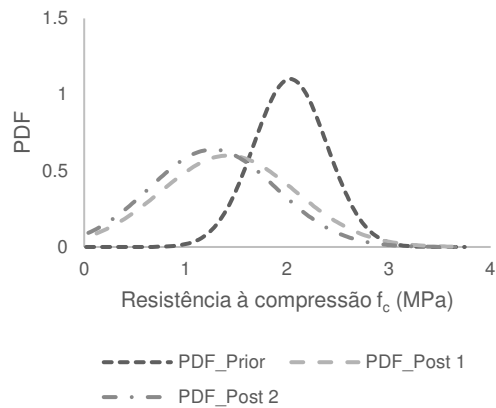


Figura 6 - Função de densidade de probabilidade (PDF) para os valores atualizados dos painéis de alvenaria MT1 para a resistência à compressão.

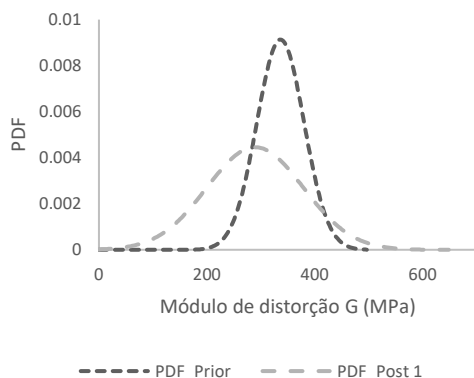


Figura 7 - Função de densidade de probabilidade (PDF) para os valores atualizados dos painéis de alvenaria para G.

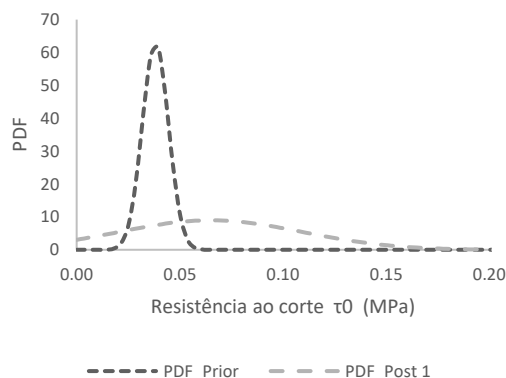


Figura 8 - Função de densidade de probabilidade (PDF) para os valores atualizados dos painéis de alvenaria para a resistência ao corte.

Ao analisar esses gráficos, nota-se que, embora os valores de desvio padrão dos resultados experimentais, utilizados como nova informação, sejam consideravelmente mais elevados do que os do conhecimento à priori (ver Figura 5), o desvio-padrão final dos parâmetros mecânicos é menor para o procedimento de fusão de (E).

O desvio-padrão associado à última fase de atualização é ligeiramente superior ao resultado da avaliação do MQI (conhecimento à priori). Além disso, os valores médios atualizados parecem estar mais próximos dos dados do conhecimento prévio. Na realidade, o maior número de observações relacionadas com o MQI desempenha um papel significativo na estimativa global dos valores médios atualizados.

Por exemplo, a Tabela 2 inicia o processo de atualização para o módulo de elasticidade com uma média e um desvio padrão de 964 MPa e 139 MPa, respetivamente (Conhecimento à priori). A nova informação proveniente dos ensaios sísmicos (ST) e macacos planos (FJ) fornece médias significativamente superiores, 1097 MPa e 1041 MPa, respetivamente, enquanto os desvios padrões são aproximadamente 259 MPa (ensaios sísmicos) e 314 MPa (ensaios macacos planos), notavelmente mais elevados do que o desvio padrão do conhecimento à priori.

O módulo de elasticidade obtido através do ensaio de compressão (CT) apresenta uma média e desvio padrão de 952 MPa e 243 MPa, respetivamente. O procedimento de fusão de dados resulta numa média final e desvio padrão final de 965 MPa e 194 MPa, respetivamente. No entanto, o valor médio final está mais próximo do conhecimento à priori.

O mesmo procedimento é aplicado às alvenarias MT2, MT3 e MT6. É importante destacar que as alvenarias MT4 e MT5, provenientes de materiais e campanhas experimentais em Itália, não são relevantes para o estudo em questão. A metodologia proposta para a fusão de dados foi (completamente) aplicada apenas às alvenarias MT1 e MT2. No caso da alvenaria MT6, embora tenha um elevado número de ensaios sísmicos disponíveis, apenas duas observações de ensaios de macacos planos foram consideradas para avaliar a resistência à compressão. Além disso, não foi possível recolher qualquer informação para os procedimentos de ensaio relacionados com o cálculo do módulo de distorção ( $g$ ) e resistência ao corte ( $\tau_0$ ).

Importa referir que no caso da resistência ao corte ( $\tau_0$ ), que apresenta valores muito baixos, existe um número muito reduzido de ensaios experimentais (DC e SC) (Figura 3) utilizados no processo de atualização, em particular para a tipologia MT2, o que se pode traduzir no valor anormalmente elevado do desvio padrão obtido (Tabela 3). De notar

que os valores apresentados por Murano et al. [5] são ligeiramente diferentes dos apresentado neste trabalho: (1) na tipologia MT2 foram adicionados mais resultados de ensaios à base de dados; (2) é possível que se tenham considerado no presente trabalho alguns valores das propriedades mecânicas, que em [5] foram assumidos como outliers.

Finalmente, importa referir que a qualidade do processo de atualização das propriedades mecânicas assenta na qualidade da base de dados, que está relacionada diretamente com o número de dados. A variabilidade dos dados traduzida no desvio padrão tem tendência a diminuir com o aumento do número de observações, pelo que se considera importante alimentar a base de dados existente no contexto nacional. Por outro lado, quanto maior o número de dados maior representatividade será conseguida.

## 5. COMENTÁRIOS FINAIS

Este artigo analisa e sintetiza dados experimentais sobre alvenaria de pedra portuguesa de duas folhas, com o intuito de estabelecer uma base de dados de propriedades mecânicas de painéis de alvenaria de pedra. Inclui estimativas das seguintes propriedades mecânicas de referência: Módulo de Elasticidade (E), Resistência à compressão ( $f_c$ ), Módulo de Distorção (G) e Resistência ao Corte ( $\tau_0$ ).

Foram identificados seis tipos distintos de alvenaria de pedra, seguindo as recomendações do regulamento italiano (MIT [9]) e da versão em desenvolvimento da Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3 [10]). Dados provenientes de ensaios não destrutivos (ensaios sísmicos), semi-destrutivos (macacos planos) e destrutivos (compressão simples, rotura ao corte por compressão e compressão diagonal) foram considerados como fontes de informação. Após a conclusão da base de dados, a informação recolhida foi utilizada no processo de atualização, fundamentado no método epistémico (Bayesiano).

Os resultados foram comparados com os valores propostos nos regulamentos (MIT e EC8-3), revelando proximidade com todos os parâmetros mecânicos de referência para cada tipo de alvenaria. Em geral, o desvio padrão das propriedades mecânicas diminuiu após a fusão de dados, mas os valores médios atualizados mostraram-se ligeiramente superiores aos sugeridos nos regulamentos. Isso pode ser explicado pela homogeneidade da amostra, afetando a estimativa do desvio padrão, e pela possibilidade de uma qualidade global dos painéis de alvenaria ensaiados levar a um aumento dos valores das propriedades mecânicas, especialmente em comparação com os valores regulamentares referentes a painéis de baixa qualidade. No entanto, e tendo sempre em consideração o número relativamente reduzido número de ensaios disponível, estes resultados parecem indicar que os valores das propriedades mecânicas de alvenaria existentes em edifícios no contexto nacional podem ser comparáveis com os valores recomendados pelas normas internacionais.

Assim, para futuros desenvolvimentos, é crucial obter mais resultados experimentais das alvenarias nacionais. Esses resultados seriam fundamentais para reduzir as incertezas na caracterização das alvenarias nacionais e permitiriam a calibração de curvas de correlação entre os valores de MQI e as propriedades mecânicas das alvenarias.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] M. Ponte and R. Bento, “Caracterização de Paredes de Alvenaria no Contexto da Avaliação Sísmica: o Caso de Estudo do Palácio Nacional de Sintra,” *Sísmica*, no. 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, pp. 1–12,



- 2019.
- [2] A. Simões, R. Bento, A. Gago, and M. Lopes, “Mechanical characterisation of masonry walls with flat-jack tests,” no. 2015, p. 73, 2016.
  - [3] CEN, “EN 1998-3: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.,” Brussels: European Committee for Standardization., 2005.
  - [4] NTC, *Norme tecniche per le costruzioni (NTC)*. Roma: Official Gazzete, 2018.
  - [5] A. Murano, J. Ortega, H. Rodrigues, and G. Vasconcelos, “Updating mechanical properties of two-leaf stone masonry walls through experimental data and Bayesian inference,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 298, p. 123626, 2021.
  - [6] M. H. Faber, “Risk and safety in civil engineering (Lectur Notes),” 2005.
  - [7] A. Borri, M. Corradi, G. Castori, and A. De Maria, “A method for the analysis and classification of historic masonry,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 9, pp. 2647–2665, 2015.
  - [8] D. Melo, “Avaliação sísmica de edifícios existentes de alvenaria Proposta de valores de referência para as propriedades das paredes de alvenaria de pedra e estudo de um edifício tipo,” Instituto Superior Técnico, 2024.
  - [9] MIT, “Instruction for the application of the Italian Building Code. (in Italian),” pp. 1–337, 2019.
  - [10] CEN, “Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges,” 2022.
  - [11] M. Ponte, A. Penna, and R. Bento, “In-plane cyclic tests of strengthened rubble stone masonry,” *Mater. Struct. Constr.*, vol. 56, no. 2, pp. 1–18, 2023.
  - [12] M. Ponte, A. Penna, and R. Bento, “rpee\_sIII\_n17\_pg23\_30,” pp. 23–30, 2021.

**CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE PAINÉIS DE ALVENARIA  
TRADICIONAL DOS EDIFÍCIOS DOS AÇORES COM DIFERENTES  
TÉCNICAS DE REFORÇO**

**LISANDRA MIRANDA**

Técnico Superior  
LREC-Açores

**LUÍS TEIXEIRA**

Técnico Superior  
LREC-Açores

**VIDÁLIA MIRANDA**

Técnico Superior  
LREC-Açores

**JOÃO PIMENTEL**

Técnico Superior  
LREC-Açores

**SUMÁRIO**

O projeto EDALP – Avaliação e Reforço de Edifícios de Alvenaria de Pedra Tradicional – desenvolvido no Laboratório Regional de Engenharia Civil dos Açores (LREC – Açores), teve por objetivo a avaliação do comportamento dos edifícios tradicionais açorianos à ação sísmica e a determinação do efeito da aplicação de técnicas de reforço corrente na melhoria deste comportamento. Neste âmbito, foi realizada uma campanha experimental de caracterização mecânica de painéis de alvenaria de pedra tradicionais dos Açores, com diferentes tipos de soluções de revestimento e/ou reforço correntemente aplicadas. Os ensaios realizados incluíram: 1) compressão uniaxial perpendicular à junta de assentamento; e, 2) solicitação biaxial no plano, horizontal cíclica e carga vertical constante.

**ABSTRACT**

The EDALP project – Assessment and Reinforcement of Traditional Stone Masonry Buildings – developed at the Regional Laboratory of Civil Engineering in the Azores (LREC – Azores), aimed to assess the behavior of traditional Azorean buildings to seismic action and determine the effect of application of current reinforcement techniques to improve this behavior. In this context, an experimental campaign was carried out to mechanical characterization of traditional stone masonry specimens from the Azores, with distinct types of commonly applied coating and/or reinforcement solutions. The conducted tests included: 1) uniaxial compression perpendicular to the bedding joint; and 2) biaxial loading in the plane, cyclic horizontal loading, and constant vertical loading.

**PALAVRAS-CHAVE:** Caracterização experimental, Alvenaria tradicional dos Açores, Avaliação de reforço em alvenaria.

## 1. INTRODUÇÃO

Os sismos de 1980 e 1998, nos Açores, demonstraram que os edifícios tradicionais de alvenaria de pedra foram os mais afetados, por se tratarem de edifícios de elevada vulnerabilidade sísmica. Neste sentido, torna-se importante conhecer as características mecânicas deste tipo de construção, assim como dos materiais aplicados, de forma a permitir uma análise numérica viável para a avaliação de segurança e, conseqüentemente, estabelecer técnicas de reforço mais adequadas.

Importa referir a existência de investigação relativa aos edifícios tradicionais de alvenaria dos Açores [1, 2], que inclui caracterização experimental essencialmente *in situ* [3-7], e algumas orientações para o respetivo reforço [8]. Mais recentemente, foi publicado o *Manual de Avaliação da Segurança Sísmica e Reforço de Edifícios Tradicionais de Alvenaria dos Açores* [9], o qual apresenta uma compilação de informação existente, assim como recomendações através da apresentação de métodos de cálculo, que permitam uma maior flexibilidade aos projetos de reabilitação e reforço deste tipo de edifícios.

O projeto EDALP – Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria de Pedra Tradicional [10] – criado e desenvolvido pelo LREC-Açores, teve por objetivo contribuir para o conhecimento do património construído nos Açores, validando as orientações recomendadas por Carvalho *et al.* [11], quanto ao reforço de paredes de alvenaria de pedra.

## 2. PAREDES TRADICIONAIS DE ALVENARIA DE PEDRA DOS AÇORES

À semelhança do que acontece em todo o mundo, as paredes tradicionais de alvenaria de pedra eram construídas com os materiais disponíveis localmente, no caso dos Açores, incluem rochas e agregados de natureza vulcânica e pozolanas, quer como material de preenchimento, ou como agregados para argamassas. Deste modo, naturalmente que apresentam características mecânicas distintas, dependendo do local e da própria erupção em que têm origem.

As paredes tradicionais de alvenaria de pedra possuem normalmente entre 0,65 e 0,70 m de espessura [12], para os casos típicos de edifícios de 1 a 2 pisos, dependendo da sua constituição. De acordo com Costa *et al.* [12], as paredes de alvenaria podem ser divididas em 3 classes (Fig. 1), de acordo com o número de panos: pano simples; pano duplo, com ou sem ligação; e, três panos, com núcleo de fracas características mecânicas.

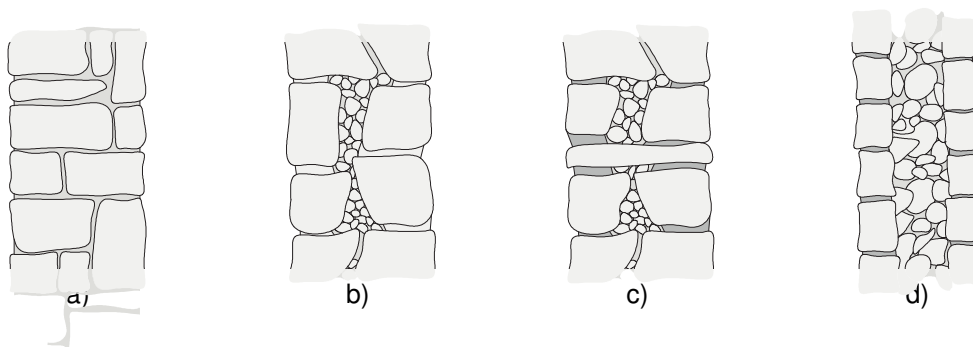


Fig. 1 - Tipos de alvenaria de pedra identificados por Costa *et al.* [12]: a) pano simples; b) pano duplo sem ligação; c) pano duplo com ligação; e, d) três panos com núcleo.

A caracterização mecânica realizada, no âmbito do projeto EDALP, focou-se nas paredes de alvenaria de dois panos, por se tratar do tipo de alvenaria representativa na construção tradicional açoriana, admitindo a inexistência de ligação entre panos, dado corresponder à situação mais conservativa.

As paredes de alvenaria de pedra constituem os elementos estruturais verticais deste tipo de construções, sendo normalmente caracterizadas pela sua falta de rigidez, resistência e homogeneidade, assim como falta de travamento de paredes, de apoios das paredes em altura e rigidez dos pisos de madeira. Neste contexto, Carvalho *et al.* [11] sugeriram um conjunto de medidas de reforço que, em relação às paredes de alvenaria, incluíam: 1) limpeza das juntas (removendo detritos ou a argamassa pré-existente na maior profundidade possível) e seu refechamento com argamassa de cimento (ou betão de granulometria fina para o preenchimento de volumes maiores); 2) execução de reboco de argamassa de cimento incorporando uma rede metálica de aço galvanizado, com uma densidade de 2 kg/m<sup>2</sup> (para construções até 2 pisos), desde o nível da fundação e de preferência em ambos os paramentos das paredes; e, 3) colocação de ligadores metálicos transversais à parede, ancorados nos rebocos por meio de ganchos ou cotovelos, e abraçando a respetiva malha metálica pelo exterior.

Em paralelo com estas recomendações, existem outras soluções de reforço igualmente comuns, que passam pela substituição do revestimento tradicional por outro à base de cimento, com ou sem embebedimento de “rede de galinheiro”.

### 3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA EXPERIMENTAL

A campanha experimental incluiu a realização dos 4 tipos de ensaios mecânicos apresentados na Tabela 1, em que os primeiros dois foram realizados em provetes dos materiais constituintes (pedra e argamassa) e os restantes ensaios foram feitos em painéis de alvenaria de pedra.

Tabela 1- Ensaios realizados no âmbito do projeto EDALP.

Ensaio	N.º de amostras
Compressão a amostras das pedras utilizadas	6
Compressão e flexão a amostras das argamassas de assentamento e reboco utilizadas	34
Compressão uniaxial perpendicular à face de assentamento a painéis de alvenaria	18
Ensaios biaxiais a duas geometrias de painéis de alvenaria	52

A caracterização de painéis de alvenaria teve por objetivo determinar o comportamento da alvenaria não reforçada, bem como das soluções de reforço mais comumente utilizadas. Deste modo, foram criados um total de 5 modelos experimentais (ME), aos quais se acrescentou um adicional, para efeitos de referência (ME.0). As soluções construtivas analisadas apresentam-se na Tabela 2.

Importa referir que, devido ao elevado número de painéis a ensaiar, foi necessário dividir a sua construção em duas fases: na primeira fase, construíram-se os painéis a ensaiar à compressão perpendicular ao plano de assentamento; e, na segunda fase, construíram-se os painéis sujeitos a ensaios biaxiais. O desfasamento no tempo entre as duas fases fez com que, devido a limitações externas, os painéis fossem construídos por equipas diferentes, ou seja, a equipa que construiu os painéis na primeira fase foi diferente da que construiu os painéis na segunda fase dos trabalhos.

Tabela 2- Indicação das soluções construtivas ensaiadas no âmbito do projeto EDALP.

Referência	Descrição
ME.0	Alvenaria de pedra tradicional de pano duplo com 0,50 m de espessura, assente sobre argamassa pobre e sem revestimento.
ME.1	ME.0 com revestimento de argamassa bastarda de cal com cimento e areia, ao traço 1:1:6, em massa.
ME.2	ME.0 com revestimento de argamassa de cimento e areia, ao traço 1:3, em massa.
ME.3	ME.0 com revestimento em argamassa de cimento e areia, ao traço 1:3, reforçada com rede armada de malha hexagonal larga (“rede de galinheiro”);
ME.4	Reabilitação dos painéis ME.0 após ensaio, através do refechamento de fissuras das paredes com argamassa de cimento, a colocação de ligadores metálicos entre panos e a aplicação de novo revestimento em argamassa de cimento e areia, com malha metálica eletrossoldada de reforço;
ME.5	ME.0 com colocação de ligadores entre panos e revestimento em argamassa de cimento e areia, ao traço 1:3, em massa, com malha metálica de reforço do tipo AQ48.

### 3.1. Caracterização da pedra

A caracterização mecânica da pedra foi realizada por meio de ensaios de compressão a 6 amostras cúbicas retiradas aleatoriamente do depósito utilizado na construção, de acordo com a norma NP EN 1926:2008 [13], tendo-se efetuado, adicionalmente, pesagem das amostras antes da realização dos ensaios de compressão.

A resistência à compressão e a massa volúmica foram determinadas através das seguintes expressões:

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i}; \quad \rho_i = \frac{m_i}{V_i} \quad (1)$$

Em que:  $f_i$ , corresponde à resistência à compressão do provete;  $F_{i,max}$ , à força máxima resistida pelo provete;  $\rho_i$ , à massa volúmica;  $A_i$ , à área; e,  $V_i$ , ao volume do provete.

A Tabela 3 apresenta os resultados das amostras de pedra, nomeadamente os valores médios do peso volúmico e da resistência à compressão, assim como o desvio padrão e o coeficiente de variação da resistência à compressão.

Tabela 3 - Resultados de ensaios de compressão de amostras de pedra.

Peso Volúmico médio [kN/m <sup>3</sup> ]	Resistência à compressão		
	Média [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	C.O.V. [%]
19,5	18,9	10,6	56

A análise dos resultados mostrou a existência de uma elevada variação nos valores de resistência entre as várias amostras, tendo-se obtido um coeficiente de variação (C.O.V) de 56%. É impossível apresentar uma conclusão definitiva sobre a variabilidade dos resultados, embora se considere que esta esteja provavelmente relacionada com o facto da pedra do depósito utilizado poder ser proveniente de diferentes zonas da ilha e/ou frentes de pedreira.

### 3.2. Caracterização da argamassa

A caracterização mecânica da argamassa foi efetuada através de ensaios de flexão e compressão, de acordo com a norma EN 1015-11:1999 [14], além da determinação da massa volúmica dos provetes, após cura, às três composições identificadas na Tabela 2 e apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4- Descrição das argamassas ensaiadas no projeto EDALP.

Designação das Argamassas	Composição das Argamassas	N.º Provetes	N.º de amostras
RevCim	Argamassas de revestimento de cimento e areia ao traço 1:3	3	5
RevCalCim	Argamassas de revestimento de cal, cimento e areia ao traço 1:1:6	3	5
ArgCalCim	Argamassas de assentamento de cal, cimento e areia ao traço 1:1:8	3	9

A resistência à flexão e compressão dos provetes foram determinadas através das seguintes expressões:

$$f_t = 1.5 \frac{F.l}{b.d^2}; \quad f_c = \frac{F_{i,max}}{A_i} \quad (2)$$

Em que:  $f_t$ , corresponde à resistência à flexão;  $F$ , a força resistente;  $l$ , o vão livre do provete de argamassa para as condições de aplicação de carga especificadas na norma;  $b$  e  $d$ , a largura e altura dos provetes, respetivamente;  $f_c$ , a resistência à compressão;  $F_{i,max}$ , a força máxima resistida pelo provete; e,  $A_i$ , a área do provete.

Durante o ensaio à compressão procedeu-se, também, a uma estimativa do módulo de elasticidade dos provetes construídos na primeira fase. A estimativa foi efetuada através dos registos de deslocamentos medidos nos pratos da prensa, descontados da deformabilidade desta. As medições, embora obtidas através de ensaio não normalizado, permitiram obter uma ordem de grandeza do módulo de elasticidade das diferentes composições, tendo o mesmo sido determinado, para cada provete, através da expressão apresentada de seguida:

$$E_i = \frac{\Delta F_i}{A_i} \cdot \frac{h_i}{\Delta h_i} \quad (3)$$

Em que:  $E_i$ , corresponde ao módulo de elasticidade do provete;  $\Delta F_i$ , ao diferencial de força entre o final e início do patamar de carga;  $A_i$ , à área carregada;  $h_i$ , a altura; e,  $\Delta h_i$ , a variação de altura do provete entre o final e início do patamar de carga.

A Tabela 5 apresenta as resistências médias obtidas à tração e à compressão, assim como o módulo de elasticidade médio de cada uma das composições testadas, com as fases de construção separadas e agregadas.

A análise aos resultados permite concluir que, como seria de esperar, a argamassa à base de cimento apresenta resistência e rigidez muito superior à das argamassas bastardas. Por outro lado, a diferença de resistência mecânica, face as argamassas à base de cal, apenas é evidente nas argamassas fabricadas na segunda fase, como resultado da diferença de equipas envolvidas na construção dos provetes, e todas as composições apresentam variações elevadas nos resultados dos ensaios, supondo-se estarem relacionadas com o fabrico *in situ* das argamassas.

Tabela 5 - Resultados dos ensaios de flexão e compressão em provetes de argamassa, com as fases de construção separadas e agregadas, e estimativa do módulo de elasticidade.

Composição	Fase de construção	Resistência à tração			Resist. à compressão			Módulo de elasticidade médio [MPa]
		Média [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	C.O.V. [%]	Média [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	C.O.V. [%]	
RevCim	1	2,5	0,2	6	14,8	2,7	18	9700
	2	3,1	0,6	20	14,4	3,1	21	-
	Agregado	2,9	0,6	20	14,6	2,8	19	-
RevCalCim	1	0,7	0,1	18	3,1	0,2	6	1600
	2	1,6	0,2	10	7,1	2,1	30	-
	Agregado	1,1	0,5	45	4,7	2,4	51	-
ArgCalCim	1	0,7	0,1	19	2,7	0,4	16	1500
	2	1,0	0,3	28	3,2	1,0	32	-
	Agregado	0,9	0,3	29	3,1	0,9	29	-

### 3.3. Caracterização de painéis de alvenaria à compressão perpendicular à junta de assentamento

A caracterização de painéis de alvenaria solicitados perpendicularmente à junta de assentamento foi realizada de acordo com a norma NP EN 1052-1:2002 [15]. Este ensaio teve por objetivo a determinação da resistência à compressão perpendicular à junta e do módulo de elasticidade das paredes, face àquela solicitação, assim como as diferenças de comportamento de rotura, face a aplicação de reboco/reforço.

Os ensaios foram realizados em soluções construtivas apresentadas na Tabela 2, à exceção das amostras ME.4, visto estas não terem sido executadas face ao colapso total das amostras ME.0. O número e dimensões das amostras foram determinados de acordo com a norma NP EN 1052-1:2002 [15], resultando, assim, na construção de 3 painéis para cada solução construtiva, com dimensões de 0,50 x 0,75 x 1,50 m<sup>3</sup>, e com reboco com espessuras de 0,03 m, na generalidade das situações, e 0,035 m no caso das amostras ME.5 (paredes reforçadas com malha eletrossoldada).

A aplicação da carga foi definida com base nas especificações da mesma norma (NP EN 1052-1:2002 [15]), de modo que a rotura ocorresse entre 15 e 30 minutos após o início da aplicação de carga. O controlo do ensaio foi realizado com base nas medições de força, tendo sido utilizado o esquema de aplicação de carga apresentado na Fig. 2. O patamar de estabilização da força foi comum para todos os painéis, com uma força de 187,5 kN, cujo valor corresponde a 1/3 da resistência máxima do primeiro painel não reforçado que foi ensaiado.

Para a determinação do módulo de elasticidade, foram colocados diversos transdutores de deslocamento nos painéis, em posições compatíveis com os requisitos da norma de ensaio [15].

Os ensaios realizados, para além de permitirem a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos painéis, também permitiram observar a evolução do comportamento dos mesmos até à rotura, e quantificar as relações força-deslocamento, também até à rotura. A Fig. 3 apresenta o aspeto dos painéis na rotura, representativos das soluções construtivas ME.0, ME.2 e ME.5.

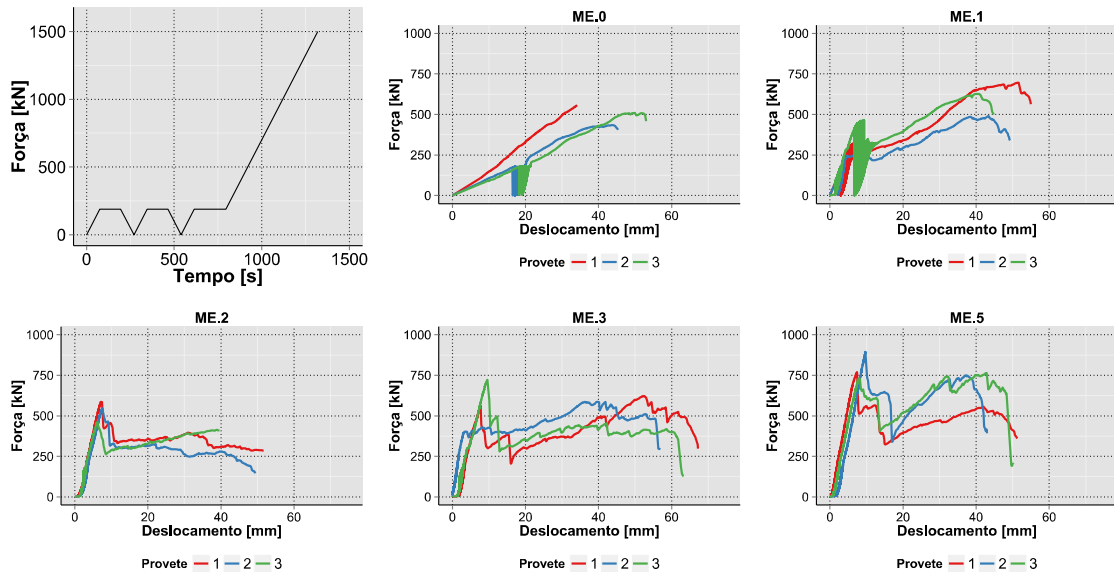


Fig. 2 - Relação força-deslocamento dos painéis de alvenaria em compressão perpendicular à junta de assentamento e esquema de aplicação de carga.

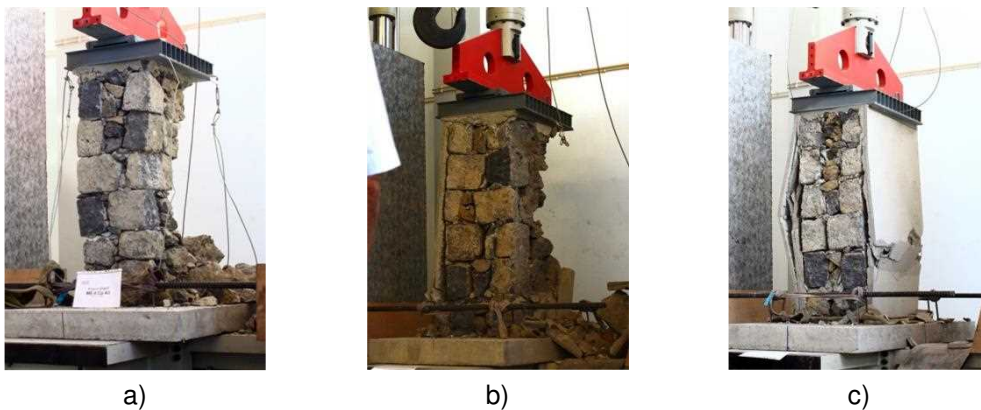


Fig. 3 - Aspetto dos painéis na rotura: a) ME.0; b) ME.2; e, c) ME.5.

A resistência à compressão e o módulo de elasticidade de cada um dos painéis foram determinados de acordo com as seguintes expressões:

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i}; \quad E_i = \frac{F_{i,ref}}{\varepsilon_i \cdot A_i} \quad (4)$$

Em que:  $f_i$ , corresponde à tensão resistente à compressão do painel;  $F_{i,max}$ , à força máxima aplicada pelo atuador;  $E_i$ , ao módulo de elasticidade do painel;  $F_{i,ref}$ , ao valor de força do patamar definido, de acordo com os resultados do primeiro painel ensaiado (187,5 kN);  $\varepsilon_i$ , a deformação média dos transdutores de deslocamentos verticais colocados no interior da parede, entre o início e final de cada patamar de incremento de carga; e,  $A_i$ , à área em planta do painel.

A Fig. 4 apresenta os valores médios e intervalos de confiança a 95% da resistência à compressão e o módulo de elasticidade das várias soluções construtivas ensaiadas.



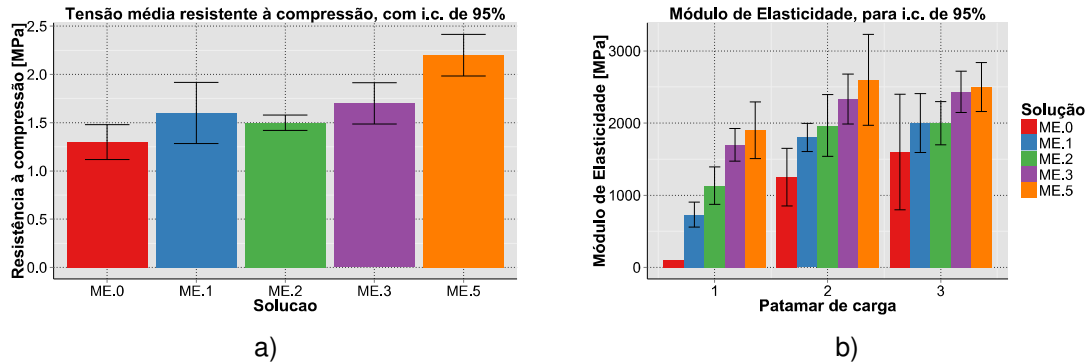


Fig. 4 - Valores médios e limites a 95% de confiança da: a) resistência à compressão perpendicular à junta; e b) do módulo de elasticidade, por patamar de carga.

Os ensaios realizados permitiram tecer as seguintes considerações:

- A rigidez dos painéis mostrou-se altamente influenciada pelo historial de carga, apresentando um aumento proporcional ao número de ciclos de carga e descarga. Os painéis rebocados com argamassa de cimento e areia apresentaram menor sensibilidade aos ciclos de carga, dada a presença de argamassa com rigidez muito superior à da alvenaria, já que a rigidez inicial do provete resultou essencialmente da rigidez do reboco;
- Nos painéis de alvenaria não rebocados (painéis de referência – ME.0) e para o terceiro ciclo de aplicação de carga, verificou-se que o módulo de elasticidade médio, de 1600 N/mm<sup>2</sup>, corresponde a aproximadamente 1450 vezes a resistência característica daquela alvenaria, estando coerente com a relação proposta pelo EC 6 [16];
- Nos painéis rebocados com argamassa identificou-se um primeiro pico de resistência na relação deslocamento-força, o qual correspondeu à rotura do reboco, seguida de uma perda de resistência abrupta e novo incremento para níveis de resistência compatíveis com os da alvenaria não rebocada. Nos casos dos painéis rebocados com argamassa de cimento, o primeiro pico foi superior ao segundo, e nos painéis rebocados com argamassa bastarda, a resistência aumentou após a rotura do reboco;
- A rotura dos painéis deu-se por separação dos dois panos e a consequente projecção de um deles para fora do plano da parede, sem que se tenha identificado o esmagamento generalizado das pedras, e;
- A incorporação de reforço, em especial da malha metálica com travamento dos panos de alvenaria (ME.5), permitiu uma melhoria da ductilidade dos painéis, visto o reboco não destacado conceder algum confinamento às paredes após o pico de carga. Contudo, para que este confinamento faça efeito, torna-se essencial uma correta realização da amarração dos ligadores transversais à malha metálica de reforço.

### 3.4. Caracterização de painéis de alvenaria a solicitações biaxiais no plano

A caracterização de painéis de alvenaria a solicitações biaxiais teve como objetivo a determinação das diferenças de comportamento das várias soluções construtivas apresentadas na Tabela 2. Para o efeito, para cada uma das 6 soluções construtivas, foram ensaiadas 2 amostras com geometrias diferentes (G1 – 1,00 x 0,50 x 1,70 m<sup>3</sup>, e G2 – 1,50 x 0,50 x 1,52 m<sup>3</sup>), e, ainda, 2 níveis de pré-compressão por geometria (V1 – 0,1 e 0,4 MPa, e V2 – 0,167 e 0,83 MPa), resultando num total de 48 amostras. O aumento do nível de tensão de pré-compressão, entre os ensaios de diferentes

geometrias, teve por objetivo tentar contrariar a tendência para que surgissem deslocamentos de corpo rígido nos painéis rebocados.

Os ensaios realizaram-se na parede de reação do LREC – Açores, tendo por base os ensaios em paredes de alvenaria de pedra granítica desenvolvido por Vasconcelos [17], de forma a permitir alguma base de comparação dos resultados. Desta forma, os painéis foram ensaiados sem restrição das rotações no topo, e com translação restringida na base. A tensão de pré-compressão vertical foi aplicada através de um atuador hidráulico controlado manualmente, com pressão monitorizada durante todo o ensaio. A sollicitação horizontal foi aplicada com recurso a um atuador servo-controlado, colocado a uma distância fixa da base da parede (2,03 m), com capacidade de carga máxima de 250 kN, tendo sido aplicada de forma cíclica, com controlo do deslocamento do atuador, a uma taxa constante de 0,425 mm/s. A força e o deslocamento do provete, assim como da respetiva estrutura de suporte, foram monitorizados em tempo real com recurso a sensores do próprio atuador e sensores externos de deslocamento colocados no provete e na estrutura de suporte. Os sistemas de suporte e atuação nos painéis, assim como o procedimento de aplicação de carga horizontal, encontram-se apresentados na Fig. 5.

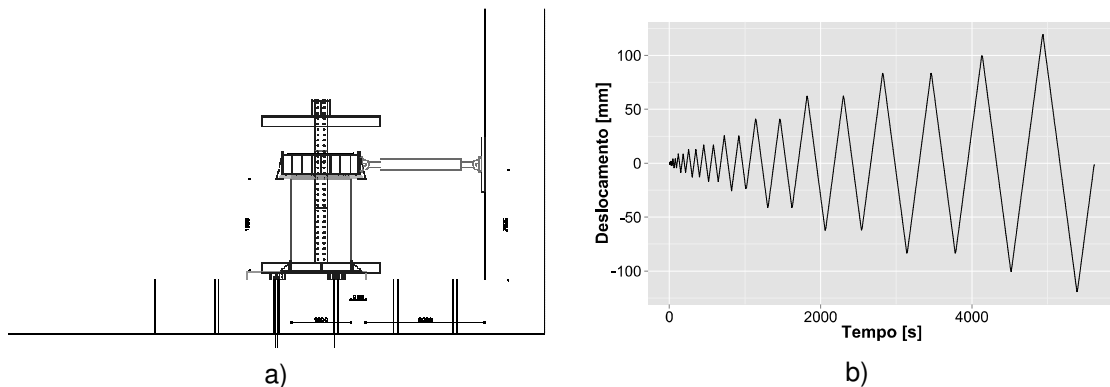


Fig. 5 - Ensaio com sollicitação biaxial no plano: a) vista lateral do sistema de ensaio; b) procedimento de aplicação de carga horizontal.

O processamento dos resultados incluiu a sobreposição dos registos efetuados por diferentes equipamentos, o cálculo das envolventes positivas e negativas dos ensaios e a análise dos registos fotográficos recolhidos. Neste caso, apresentam-se apenas as envolventes positivas e negativas das relações força-deslocamento no topo do provete, para cada tipo de solução construtiva, geometria e nível de pré-compressão (Fig. 6), como base de comparação dos resultados dos vários ensaios. Por outro lado, devido a problemas no controlo do nível de pré-compressão nos ensaios dos painéis rebocados ME.1 e ME.2 com geometria G1, não foi possível a determinação das suas envolventes. A Fig. 7 apresenta o estado de algumas paredes após ensaios.

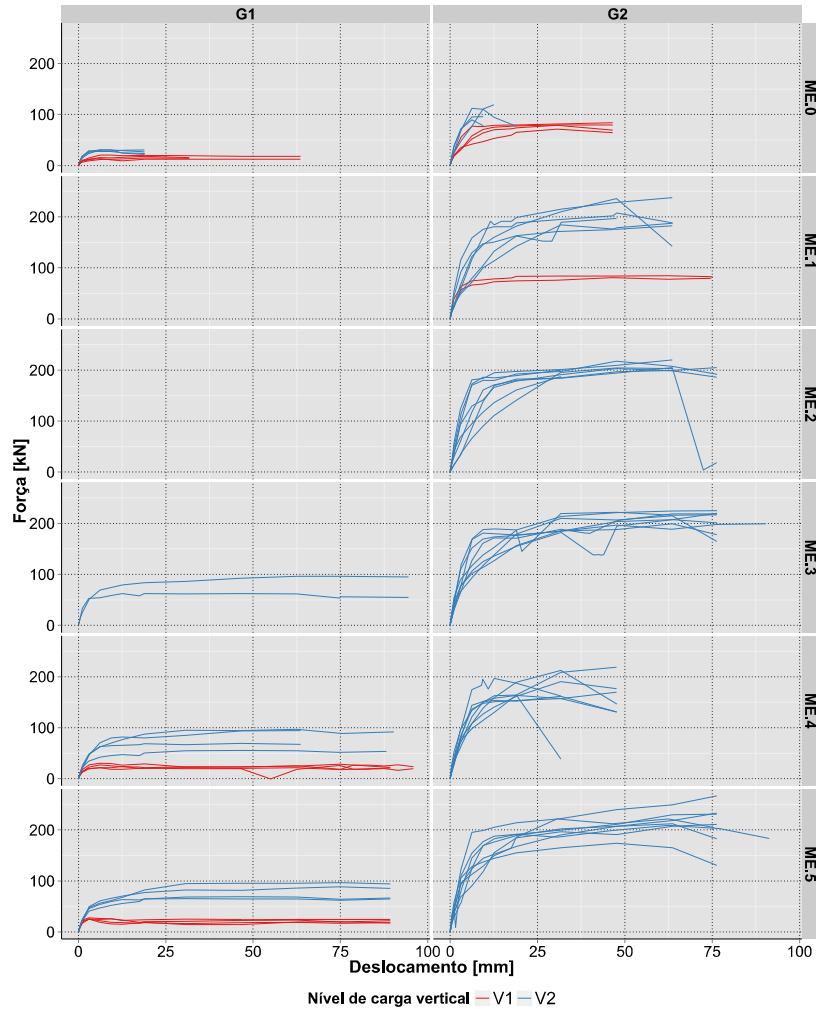


Fig. 6 - Envolventes positivas e negativas das relações força-deslocamento no topo da parede, resultantes dos ensaios biaxiais, por geometria e solução construtiva.

Tendo por base os resultados obtidos e registos fotográficos disponíveis, é possível fazer algumas observações relativamente ao comportamento das diversas soluções construtivas, analisadas por si só e comparando-as com as restantes, nomeadamente:

- Os painéis de referência (ME.0) apresentaram rotura caracterizada pelo desenvolvimento de fenda diagonal, em simultâneo com a separação dos panos de alvenaria. A resistência apresenta um aumento proporcional ao nível de pré-compressão e à diminuição do rácio altura-largura, embora a este aumento esteja associada uma menor ductilidade. Estas alterações de comportamento são comuns à generalidade das soluções construtivas analisadas;
- Os painéis ME.1 a ME.5 com geometria G1 apresentaram comportamento de corpo rígido, com algum esmagamento pontual dos cantos comprimidos, para ambos os níveis de pré-compressão. O mesmo sucedeu com os painéis ME.1, com Geometria G2, para o nível mais baixo de pré-compressão (V1), optando-se por ensaiar os restantes (ME.2 a ME.5) apenas com o nível de carga mais elevado (V2);
- O comportamento dos painéis ME.1 e ME.2 com geometria G2, para o nível de pré-compressão mais elevado (V2), apresentou-se semelhante, embora os painéis ME.1 tenham apresentado rigidez inicial inferior. Quanto à rotura, apresentou-se variável, sendo caracterizada, em alguns painéis, pelo

surgimento de fenda diagonal, noutros por uma rotura por flexão (com esmagamento da ponta comprimida) e, ainda noutros casos, pela separação dos panos da parede. A rotura por flexão ou devido ao aparecimento de fenda diagonal deu-se, também, em alguns dos painéis ME.3, sendo que a rotura da “rede de galinheiro” ocorreu após o aparecimento das fissuras, o que indicia a incapacidade desta para garantir a transferência de esforços na alvenaria após o aparecimento da fissuração;

- Os painéis rehabilitados ME.4 apresentaram comportamento menos dúctil comparativamente aos painéis novos ME.5, assim como tendência para o desenvolvimento de separação entre os panos da parede de alvenaria. Pelo contrário, os painéis ME.5 apresentaram comportamento de corpo rígido, com algum esmagamento pontual da argamassa das zonas comprimidas. Constatou-se, também, o destacamento da argamassa da alvenaria, devido à instabilização da armadura nas zonas comprimidas, resultante da rigidez da base de betão dos painéis.

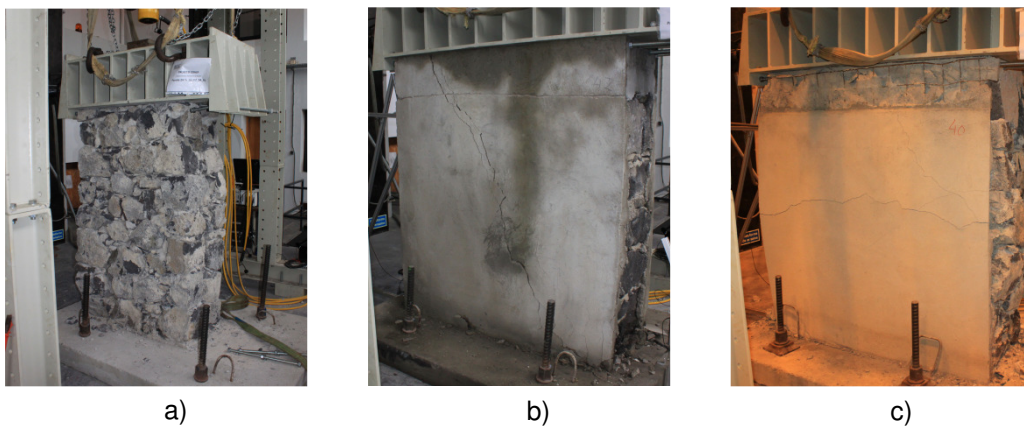


Fig. 7 - Aspeto dos painéis após conclusão de ensaio biaxial: a) ME.0-G1-V2; b) ME.3-G2-V2; e, 3) ME.4-G2-V2.

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

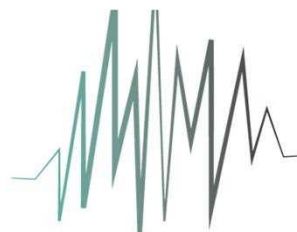
O projeto EDALP teve por objetivo a realização de ensaios de caracterização mecânica de diversas soluções construtivas de alvenaria de pedra tradicional dos Açores, reforçadas e não reforçadas. Os resultados dos ensaios mostraram que a aplicação de reboco, mesmo que reforçado, mas sem confinamento, apenas contribui para o melhoramento da resistência da alvenaria, não permitindo qualquer melhoria para a sua ductilidade. Por outro lado, a colocação de ligadores transversais de confinamento permitiu o incremento tanto da resistência, como da ductilidade da alvenaria. Os ensaios também permitiram verificar que a alvenaria danificada e, posteriormente, rehabilitada não conseguiu atingir os níveis de desempenho de uma alvenaria originalmente reforçada e sem danos.

#### 5. REFERÊNCIAS

- [1] Oliveira, C. S., Lucas, A. R. A., and Guedes, J. H. C., eds. (1992) 10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980: Monografia. Governo Regional dos Açores e Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [2] Oliveira, C. S., Costa, A., and Nunes, J. C., eds. (2008) Sismo 1998 - Açores. Uma década depois.

- [3] Costa, A. (1999) Ensaios de Caracterização de Alvenarias Tradicionais. MM Trabalhos de Engenharia Civil, Lda, Porto.
- [4] Costa, A. (2002) Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(7), pp. 1361–1382.
- [5] Costa, A., Silva, B., Costa, A., Guedes, J. P. M., and Arêde, A. (2005) Experimental Assessment of the structural behavior of a masonry wall under horizontal cyclic loads. *Proceedings of the 1st US-Portugal International Workshop—Grand Challenges in earthquake engineering 250 years after the 1755 Lisbon Earthquake*.
- [6] Arêde, A., Costa, A., Costa, A. A., Oliveira, C., and Neves, F. (2008) Experimental In-Situ Testing of Typical Masonry Constructions of Faial Island-Azores. *14th world conference on earthquake engineering*. Beijing, China.
- [7] Costa, A., Silva, B. L., Guedes, J. P. M., Arêde, A., and Costa, A. (2008) In-Plane Behavior of a Stone Masonry Pier: Experimental Test, Numerical Simulation and Retrofitting Efficiency Evaluation. *Azores 1998-International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing*.
- [8] Medeiros, P. and Oliveira, J. C. (2011) LREC/DSEMC Rel. 98/2011 – Projecto EDALP - Avaliação preliminar das características mecânicas das paredes de alvenaria tradicionais. LREC, Ponta Delgada.
- [9] LREC-Açores e Universidade do Minho (2022) Manual de Avaliação de Segurança Sísmica e Reforço de Edifícios Tradicionais de Alvenaria dos Açores.
- [10] Fragoso, M. R. (2010) LREC/DSEMC Rel. 59/2010 - Parede de Reacção do LREC. Projecto EDALP. Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria de Pedra Tradicional. Linhas Gerais do Projecto. LREC, Ponta Delgada.
- [11] Carvalho, E. C., Oliveira, C. S., Fragoso, M. R., and Vidália, M. (1998) Regras gerais de reabilitação de reconstrução de edifícios correntes afectados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998, Horta.
- [12] Costa, A., Oliveira, C.S. and Neves, F. (2008) Caracterização do parque habitacional das ilhas do Faial e Pico. Elementos de estudo sobre o comportamento relativo à crise sísmica de 9 de Julho de 1998 nos Açores. *Sismo 1998 - Açores. Uma Década Depois*, pp. 386-396.
- [13] CT 118 (2008) NP EN 1926:2008. Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação da resistência à compressão uniaxial. IPQ.
- [14] CT125 (2003) EN 1015-11:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.
- [15] CT125 (2002) NP EN 1052-1:2002. Método de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão.
- [16] (2012) EN 1996-1-1:2005 + A1. Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. EN 1996-1-1:2005+A1.
- [17] Vasconcelos, G. (2005) Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls. *PhD Thesis*, Universidade do Minho.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Construção modular e sismos***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS PRÉ-FABRICADOS COM SOLUÇÃO DE SISTEMA HÍBRIDO MADEIRA/BETÃO CREE**

**MIGUEL PIRES**

Engenheiro Civil

Topbim - Digital Construction, Lda

**JOÃO MORGADO EIRA**

Engenheiro Civil

Topbim - Digital Construction, Lda

### **SUMÁRIO**

CREE define-se como um sistema estrutural inovador, constituído por elementos de betão e madeira lamelada colada, dimensionados para exibirem comportamento misto. É um sistema modular pré-fabricado. Dispensa a betonagem in-situ de lâminas de compressão. O facto de os pilares de madeira serem acoplados a painéis de fachada (incluindo janelas), formando uma peça única, permite num curto espaço de dias concluir o encerramento do edifício. Face à ausência de regras específicas no Eurocódigo 8 aplicáveis a edifícios mistos madeira/betão, propõe-se metodologia para análise sísmica de edifícios CREE, descrevendo a sua aplicação num caso de estudo. A análise global do edifício é realizada distinguindo elementos sísmicos primários (que fazem parte do sistema resistente às ações sísmicas) e secundários. A constituição de um diafragma rígido e indeformável é feita materializando de forma explícita conectores com sobrerresistência suficiente para distribuição das forças horizontais que são estimadas com recurso a modelos simplificados de treliças planas.

### **ABSTRACT**

CREE is defined as an innovative structural system, built with reinforced concrete and glued laminated timber elements, designed to develop composite behaviour. It's a modular prefabricated system requiring no concrete topping poured on site over pre-cast concrete slab panels. The structural framework columns are assembled with the pre-mounted façade (including windows) in a single process step speeding up weatherproofing of the floor, allowing the interior fit-out to begin early. To face the fact that Eurocode 8 lacks specific rules regarding concrete-timber hybrid buildings, a design methodology is suggested for the seismic analysis of CREE buildings, describing its application in a case study. The global seismic analysis is done by identifying primary (seismic force resisting system) and secondary seismic elements. Building a rigid diaphragm requires the design with a sufficient overstrength of a set of connectors that ensure the correct distribution of the horizontal forces estimated using simplified plane truss models.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pré-fabricação, industrialização, diafragma, ligações, misto, madeira.



## 1. INTRODUÇÃO

CREE é um sistema estrutural modular híbrido para a pré-fabricação de edifícios em altura constituído por elementos de betão armado e madeira lamelada colada dimensionados para exibirem comportamento misto. Um sistema inteligente para edifícios melhores e um futuro sustentável.

Face à ausência de regras específicas no Eurocódigo 8 aplicáveis a edifícios mistos madeira/betão, propõe-se neste documento uma metodologia para análise sísmica de edifícios CREE, descrevendo a sua aplicação num caso de estudo. É dada particular atenção às questões relacionadas com análise e materialização de um diafragma rígido e indeformável em edifícios construídos com recurso a este sistema.

## 2. SISTEMA HÍBRIDO MADEIRA BETÃO CREE

### 2.1. Vantagens do sistema CREE

O sistema Cree tira partido das vantagens combinadas da construção em madeira e betão armado para produzir estruturas otimizadas do ponto de vista do desempenho. Utiliza um terço da quantidade de betão de um edifício convencional e o seu processo produtivo emite cinco vezes menos CO<sub>2</sub> para atmosfera. Possibilita uma redução de resíduos em 70% e da poluição sonora em 50%. A capacidade de redução do prazo de execução, com menores custos de financiamento e estaleiro, torna o sistema especialmente competitivo. A produção off-site potencia a minimização de erros devido a um controlo de qualidade em fábrica e permite à partida maior certeza relativamente ao custo final da empreitada. As estruturas Cree são mais leves o que se reflete em elementos de fundação mais ligeiros.

### 2.2. Componentes do sistema CREE

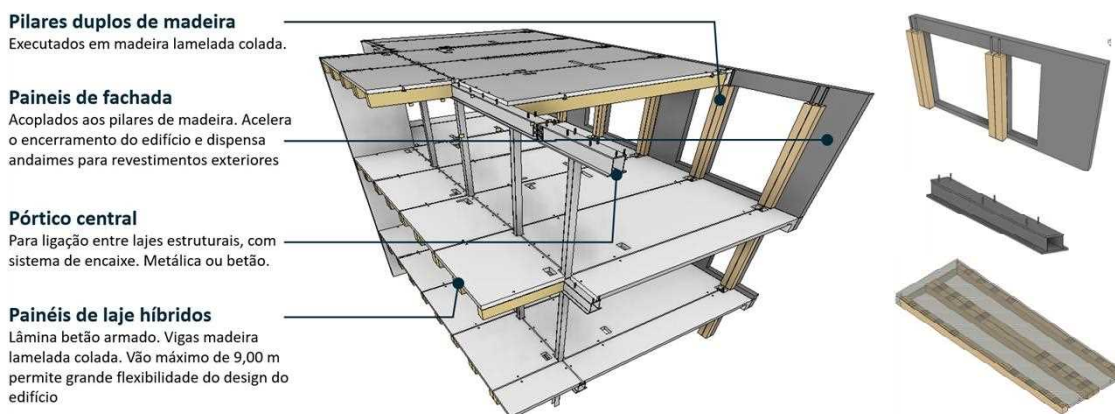


Fig. 1 – Componentes do sistema CREE

O sistema CREE é composto por três componentes principais (Fig. 1):

- a) painéis de fachada aos quais são acoplados pilares de madeira lamelada colada com secções transversais cujas dimensões rondam tipicamente os 240 a 320 mm;
- b) pórtico central pré-fabricado em estrutura metálica ou estrutura em betão armado.
- c) painéis de laje constituídos por uma camada de compressão em betão armado com espessura que tipicamente ronda 100 a 140 mm e vigas de madeira lamelada colada convenientemente conectadas a essa camada de compressão de forma a tirar partido do funcionamento conjunto dos dois materiais.

## 2.3. Princípio geral de funcionamento estrutural do sistema CREE

Os painéis de fachada não têm função estrutural, e os pilares de madeira são dotados de conexões na base e no topo que não impedem movimentos de rotação (Fig. 2). Núcleos rígidos, tipicamente construídos em betão armado, existem desde a fundação até à cobertura e são os responsáveis por conferir ao edifício resistência relativamente a ações horizontais como o sismo ou o vento. Estes núcleos constituem o sistema resistente à ação sísmica (SFRS, Seismic Force Resisting System).

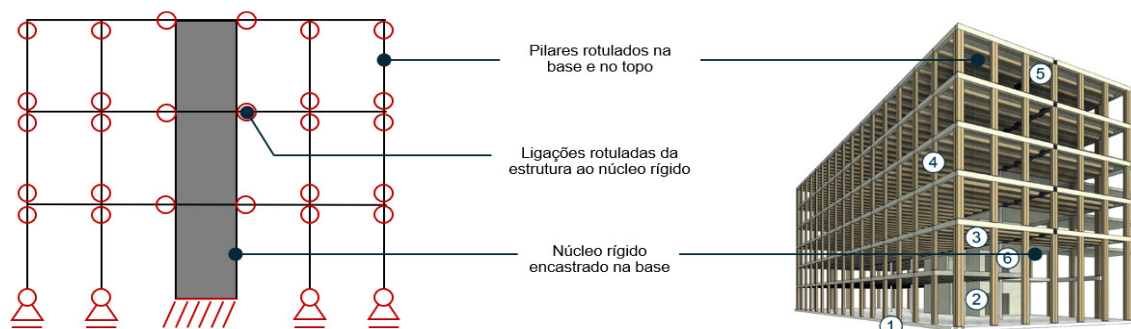


Fig. 2 – Princípio geral de funcionamento estrutural do sistema CREE.

São materializadas convenientemente ligações e tirantes de diafragma capazes de garantir que cada piso se comporta como um corpo rígido e indeformável capaz de transmitir, sem se deformar no seu próprio plano, ações para os núcleos (SFRS).

## 3. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ACORDO COM O EURCÓDIGO 8

O sistema resistente à ação sísmica (SFRS) pode ser dividido em duas componentes: a componente horizontal, também chamada de diafragma, e a componente vertical. A componente vertical pode ser formada por paredes ou pórticos em betão armado, pórticos metálicos contraventados, paredes de alvenaria, paredes de madeira, etc.

### 3.1. Ductilidade e cálculo pela capacidade real

#### 3.1.1. Ductilidade e coeficiente de comportamento

As estruturas de edifícios resistem a ações sísmicas dissipando a energia em zonas designadas por zonas críticas, que correspondem a áreas pré-determinadas ou partes do SFRS. O nível de ductilidade atingido por um sistema estrutural (o SFRS) é descrito por intermédio do coeficiente de comportamento,  $q$ , que depende não só do sistema estrutural, mas também dos materiais que o constituem. O coeficiente de comportamento é utilizado para descrever a capacidade do sistema para absorver repetidamente deformações no regime não elástico sem uma degradação significativa da sua rigidez ou resistência.

#### 3.1.2. Cálculo pela capacidade real de áreas não dissipativas

As zonas não dissipativas devem ser protegidas contra a plastificação por intermédio do cálculo pela capacidade real. O cálculo pela capacidade real assenta no conceito fundamental de que o sistema resistente à ação sísmica (SFRS) vai plastificar em zonas pré-determinadas e o resto da estrutura tem uma sobrerresistência adequada para ser capaz de transportar as forças até essas zonas sem comprometer a estrutura do edifício como um todo.

### 3.2. Efeitos acidentais da torção

De acordo com 4.3.2 da EN 1998-1, para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental de  $0,05 L_i$ , sendo  $L_i$  a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica. De acordo com 4.3.3.2.4(2) do mesmo regulamento se a análise for efetuada utilizando dois modelos planos, um para cada direção horizontal principal, poderão determinar-se os efeitos da torção duplicando essa excentricidade acidental, considerando, portanto, uma excentricidade acidental de 10%.

### 3.3. Dimensionamento de diafragmas

Os diafragmas (pisos) desempenham um papel crucial na resistência sísmica da estrutura de um edifício. Os diafragmas recebem ao nível de cada piso as forças de inércia horizontais e transmitem-nas aos sistemas estruturais verticais (EC8, 4.2.1.5(1)). Para assegurar continuidade do caminho de forças, os diafragmas devem ser dotados de suficiente resistência e rigidez no seu plano para conveniente distribuição das forças de inércia horizontais e possuir conexões adequadas com a componente vertical do sistema resistente às ações sísmicas (SFRS).

#### 3.3.1. Fator de sobrerresistência

Os diafragmas e as cintagens em planos horizontais devem ser capazes de transmitir, com uma sobrerresistência suficiente, os esforços sísmicos de cálculo aos sistemas de contraventamento a que estão ligados. De acordo com os princípios do cálculo pela capacidade real, as forças obtidas da análise devem ser ampliadas por um coeficiente de sobrerresistência. De acordo com a secção 4.4.2.5(2) da EN 1998-1 os valores recomendados para o coeficiente de sobrerresistência são 1,3 para modos de rotura frágil e 1,1 para modos de rotura dúctil.

#### 3.3.2. Elementos do diafragma

Um diafragma é composto por elementos que trabalham em conjunto e desempenham diferentes papéis. Determinados elementos podem desempenhar múltiplas funções dependendo da direção do carregamento. Na Fig. 3 é mostrado um exemplo de um diafragma simples. Diafragmas menos simples implicam arranjos mais complexos de cordas e coletores. Deve existir um caminho de cargas lógico e completo.

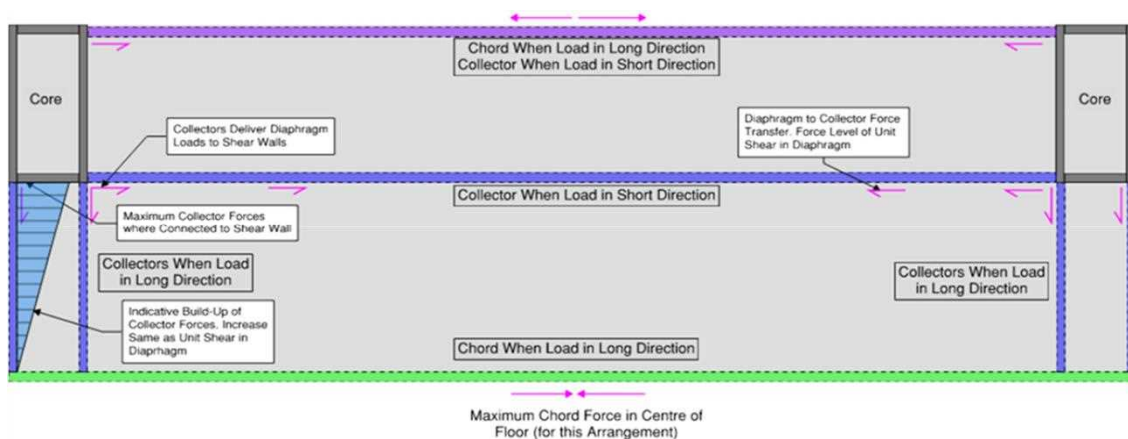


Fig. 3 – Planta estrutural de um piso exemplificativa de um diafragma simples.

#### 3.4.3.1. Cordas

As cordas funcionam no sentido resistir aos momentos fletores no diafragma. De forma semelhante aos elementos de uma treliça, as cordas funcionam como elementos solicitados axialmente e são geralmente posicionados no perímetro do diafragma. As forças axiais nas cordas são determinadas dividindo os momentos fletores no diafragma pela distância entre elementos de corda (braço). No diafragma criado por um piso CREE, os conectores de diafragma posicionados no perímetro do edifício são desenhados para resistir a forças de tração. As forças de compressão são transmitidas pela pressão criada pelos diversos painéis consecutivos que se encostam entre si.

#### 3.4.3.2. Coletores

Os coletores têm como função entregar a carga do diafragma aos elementos verticais responsáveis pela resistência às ações sísmicas. Por esse motivo, os coletores são geralmente alinhados e amarrados em paredes de contraventamento. Nos casos em que os coletores não estão alinhados com paredes de contraventamento devem ser tomadas providências no sentido de completar o caminho de cargas. Isto pode envolver a transmissão de forças de corte na interface entre lajes e paredes do núcleo. Em determinados casos os coletores podem ser dispensados.

#### 3.3.3. *Diafragmas de betão*

As disposições para diafragmas de betão são descritas na secção 5.10 da EN 1998-1:

- espessura mínima de 70 mm de betão armado.
- diafragmas de betão devem ser dimensionados de acordo com a EN 1992, incluindo as disposições relativas a armadura mínima.
- os diafragmas podem ser analisados como vigas-parede, treliças planas ou por intermédio de modelos de escoras e tirantes em apoios elásticos para obter as forças a serem resistidas por esses diafragmas.
- Limitações e verificações adicionais são impostas para estruturas classificadas como DCH (alta ductilidade).

As disposições para diafragmas de estruturas pré-fabricadas de betão são descritas na secção 5.11.3.5 da EN 1998-1-1.

- o dimensionamento do diafragma deve estar de acordo com o Eurocódigo 2.
- quando a condição de diafragma rígido não é satisfeita, deverá ser considerada no modelo a deformabilidade do piso no seu plano assim como a das ligações com os elementos verticais.
- os esforços de tração deverão ser equilibrados por elementos de aço colocados ao longo do perímetro do diafragma.
- o caminho de forças deve ser completo com um sistema contínuo de armaduras em todo o diafragma devidamente ligadas a cada elemento de contraventamento.
- As conexões para resistir a esforços transversos atuantes no plano ao longo de painéis de laje devem ser dimensionadas com um fator de sobrerresistência de 1,30.

#### 3.3.4. *Diafragmas sem lâmina de compressão betonada in situ*

As disposições da EN 1998-1 relativas a diafragmas pré-fabricados não fornecem disposições específicas para diafragmas de betão sem lâmina de compressão betonada in-situ. Pode, no entanto, inferir-se que as disposições fornecidas em 5.10 e 5.11.3.5 podem ser aplicadas a diafragmas deste tipo. Isto significa que diafragmas sem uma

camada de compressão betonada in-situ e as suas conexões devem ser dimensionados de acordo com o Eurocódigo 2. As disposições fornecidas pelo Eurocódigo 8 devem ser seguidas incluindo aquelas que se referem à utilização de fatores de sobrerresistência.

### 3.3.5. Dimensionamento de diafragmas pré-fabricados (EC8)

Apresenta-se na Tabela 1 um guia passo-a-passo para dimensionamento de diafragmas pré-fabricados em betão. Pode ser utilizado para diafragmas em edifícios CREE.

Tabela 1- Guia para o dimensionamento de diafragmas pré-fabricados em betão.

Item	EC8	Comentários
Determinação da classe e fator de importância.	4.2.5	Tipicamente, classe de importância II com fator de importância igual a 1,00.
Aferir tipo de solo.	3.1.2	Com base na informação proveniente de campanha de prospeção geotécnica.
Aferir zona sísmica e determinar espectro de resposta da ação sísmica	3.2.1 e Anexo NA	-
Considerar o layout do edifício e identificar o sistema resistente à ação sísmica (SRFS).	-	Determinar a altura do edifício, número de pisos, sistema resistente à ação sísmica (SRFS), etc.
Determinar regularidade em planta e em altura	4.2.3	Geometria do edifício, verificar se cumpre os critérios para ser considerado regular.
Escolher a classe de ductilidade e determinar o fator de comportamento	5.2.2.2	Determinar o fator de comportamento, $q$ , com base no sistema resistente à ação sísmica (SRFS) e na classe de ductilidade selecionada.
Determinar massa participativa	3.2.4 e EN1990	Massa calculada utilizando as cargas permanentes e porção das cargas variáveis.
Determinar período fundamental da estrutura	4.3.3.2.2	Existem diversos métodos para determinar o período fundamental.
Determinar corte basal da estrutura	4.3.3.2.2 Eq (4.5)	Determinar corte basal total a ser resistido em cada direção ortogonal.
Determinar corte ao nível de cada piso	4.3.3.2.3	Distribuição das forças sísmicas horizontais ao nível de cada piso.
Considerar efeitos acidentais da torção	4.3.2 e 4.3.3.2.4	Efeitos acidentais da torção.
Diafragma rígido vs diafragma flexível	4.3.1 (4)	O diafragma é rígido se, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano, os seus deslocamentos horizontais não excederem em nenhum ponto os relativos à hipótese de diafragma rígido em mais de 10% dos correspondentes deslocamentos horizontais absolutos na situação de projeto sísmica.
Fatores de amplificação / sobrerresistência	4.4.2.5 (2)	Amplificação as forças de dimensionamento de forma a assegurar a criação de zonas plásticas em zonas pré-definidas e evitar a rotura frágil noutros pontos da estrutura.
Dimensionamento do diafragma	EN 1992	Dimensionar o diafragma de acordo com o Eurocódigo 2.

## 4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE DIAFRAGMAS CREE

Os diafragmas CREE devem ser dimensionados e detalhados de acordo com a EN 1992 utilizando fatores de sobrerresistência obtidos de acordo com a EN 1998.

### 4.1. Considerações gerais

Diafragmas sem uma lâmina de compressão betonada in-situ são baseados em elementos individuais conectados em pontos discretos. O comportamento global do diafragma é determinado pelo comportamento dessas conexões. Os diafragmas devem ser dotados de suficiente resistência e rigidez no seu plano de forma a assegurarem conveniente distribuição de forças. Essas forças devem ser transmitidas ao sistema resistente às ações sísmicas que no caso de edifícios CREE se constitui por elementos verticais de contraventamento com elevada rigidez como núcleos em betão armado.

Num diafragma CREE identificam-se duas famílias principais de conectores (Fig. 4): os tirantes de diafragma (perimetrais e centrais) e os conectores de corte entre painéis de laje pré-fabricados. Na Figura 5 identificam-se de forma esquemática estes conectores.

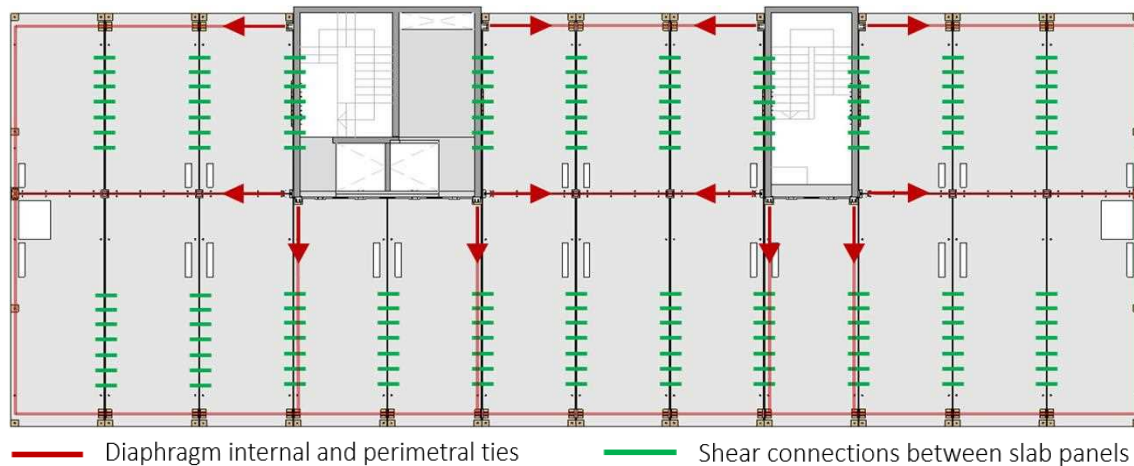


Fig. 4 – Conectores de diafragma: tirantes perimetrais e conectores de corte entre lajes.

### 4.2. Tirantes de diafragma

Os tirantes centrais de diafragma são formados pela viga do pórtico central que se descreve na secção 2.2 deste documento.

Os tirantes perimetrais de diafragma são formados por varões de aço nervurados. Nos dois extremos desses varões são soldadas chapas com furação que permite que cada painel de laje CREE seja aparafusado in situ ao painel de laje adjacente (Fig. 5).

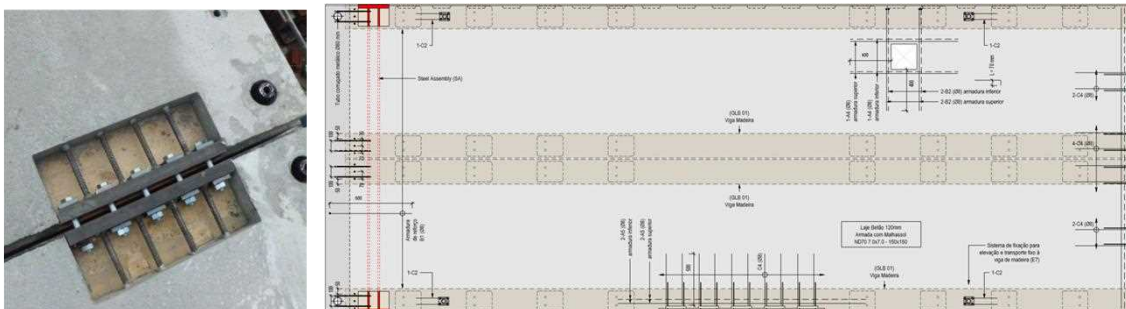


Fig. 5 – Conectores de diafragma: tirantes perimetrais e conectores de corte entre lajes.

### 4.3. Conectores de corte entre painéis de laje CREE

#### 4.3.1. Junta indentada

Uma junta indentada (Fig. 6) na lateral dos painéis de laje CREE é preenchida com grout in-situ. O dimensionamento desta conexão deve ser realizado de acordo com a secção 6.2.5 da EN 1992-1-1. Resiste a esforços de corte ao longo da junta de 25-35 kN/m.

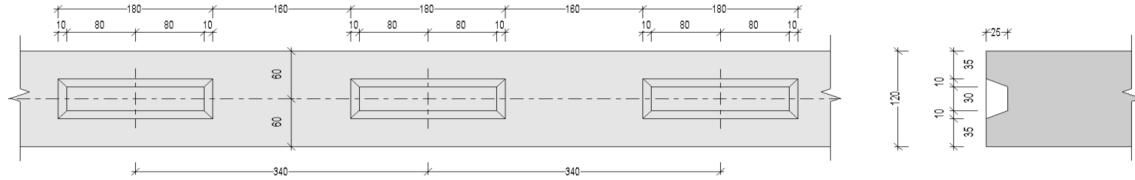


Fig. 6 – Junta indentada na interface lateral entre painéis de laje CREE.

#### 4.3.2. Pfeifer Slimbox

A VS Slimbox (Fig. 7) é um produto comercial da Pfeifer que é capaz de resistir não só a esforços de corte, mas também a esforços de tração. Peças com uma resistência de 30 kN espaçadas de uma distância mínima de 320 mm podem resistir a esforços máximos de 90 kN/m ao longo da junta.



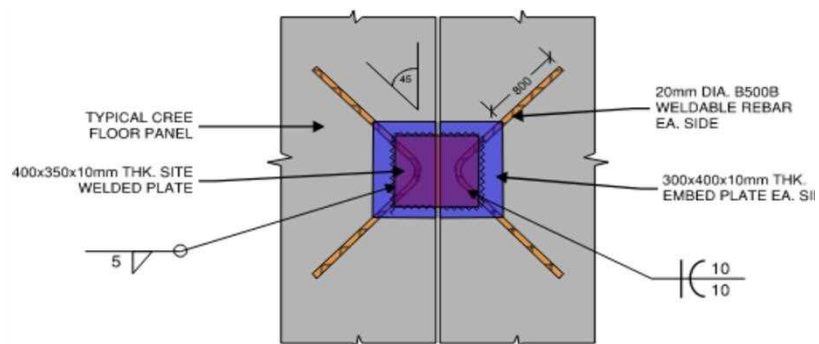
Fig. 7 – Pfeifer VS Slimbox na interface entre painéis de laje CREE.

#### 4.3.3. Outros tipos de conexão

Outras soluções (Fig. 8) podem ser propostas para resistir a esforços de maior dimensão. O *Spannschloss* é um produto comercial da marca *BT* que apresenta elevada resistência. Melhor desempenho pode ser conseguido utilizando soluções com chapas metálicas soldadas.



a) BT- Spannschloss.



b) Conexão com recurso a chapas metálicas soldadas.

Fig. 8 – Outros tipos de conectores de corte entre painéis de laje CREE

## 4.4. Análise do diafragma

### 4.4.1. Análise do diafragma como viga-parede

De acordo com a secção 5.10 da EN 1998-1 os diafragmas podem ser analisados como vigas-parede, treliças planas ou por intermédio de modelos de escoras e tirantes em apoios elásticos. Considerar cada uma das direções ortogonais numa análise separada pode apontar-se como a forma mais simples de analisar e dimensionar o diafragma. A análise como viga-parede permite a determinação das forças de tração nas cordas e coletores e das forças de corte entre painéis de laje consecutivos. O esforço de corte unitário (por metro linear) é determinado dividindo a força de corte pela largura do diafragma. As forças axiais nas cordas são determinadas dividindo os momentos fletores no diafragma pela distância entre elementos de corda (braço).

### 4.4.2. Aplicação da carga e efeitos da torção

A força horizontal equivalente ao efeito da ação sísmica no piso é aplicada como uma carga linear considerando cada uma das direções ortogonais de forma separada. Os efeitos acidentais da torção, conforme referidos na secção 3.4 deste documento, são tidos em conta através da consideração de uma excentricidade de 10% que pode ser simplificada transformando essa carga linear numa carga linear não uniforme, de acordo com o esquema na Fig. 9. A envolvente dos três casos de carga deve ser considerada para efeitos do dimensionamento do diafragma.

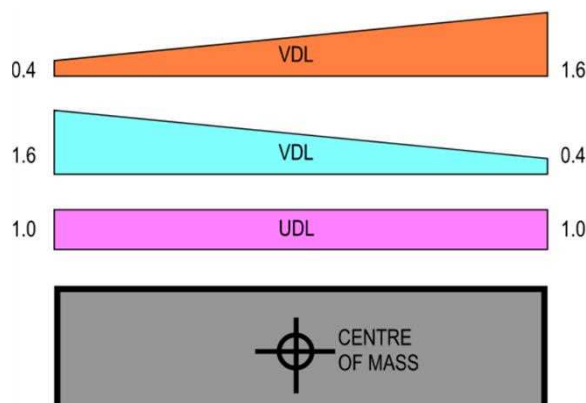


Fig. 9 – Conectores de diafragma: tirantes perimetrais e conectores de corte entre lajes.

### 4.4.3. Dimensionamento do diafragma e fator de sobrerresistência

Os diafragmas são utilizados para transmitir as forças sísmicas ao sistema resistente à ação sísmica (SFRS) a que estão conectados. No caso de edifícios CREE este sistema constitui-se por elementos verticais de contraventamento com elevada rigidez como núcleos em betão armado. As zonas críticas do SFRS absorvem a energia através da sua capacidade para absorver repetidamente deformações no regime não elástico sem uma degradação significativa da sua rigidez ou resistência. Todos os elementos primários fora destas zonas críticas necessitam de ter uma sobrerresistência adequada para ser capaz de transportar as forças até essas zonas sem comprometer a estrutura do edifício como um todo.

Com base nas regras do cálculo pela capacidade real, descritas em 5.4.2.2 e 5.4.2.3 da EN 1998-1, as forças obtidas da análise são amplificadas por um fator de sobrerresistência,  $\gamma_{Rd}$ . O valor recomendado, de acordo com a secção 4.4.2.5 da EN



1998-1, é 1,30 para modos de rotura frágil, como os por esforço transversal em diafragmas de betão, e 1,10 para modos de rotura dúctil.

Dada a natureza do diafragma CREE, sem uma lâmina de compressão betonada in-situ, tendo em conta a falta de dados de ensaios e tendo em conta a abordagem adotada por outros regulamentos, acredita-se que um fator de sobrerresistência de 1,30 possa não estar do lado da segurança. Propõe-se a utilização de um fator de sobrerresistência de 1,50 para o dimensionamento de todas as conexões de diafragma CREE.

## 5. CASO DE ESTUDO

### 5.1. Descrição do caso de estudo

O edifício alvo deste estudo (Fig. 10) tem sete pisos, 60,70 metros de comprimento, e está localizado no Algarve (zona com mais alta sismicidade em Portugal). Trata-se de um edifício CREE com dois núcleos em betão armado de dimensões generosas que envolvem as caixas de escadas e elevadores. A classe de importância é II e o fator de importância é 1,00. O tipo de solo é E. A classe de ductilidade é DCM. O fator de comportamento (3,00) foi determinado com base em 5.2.2.2 da NP EN 1998-1.

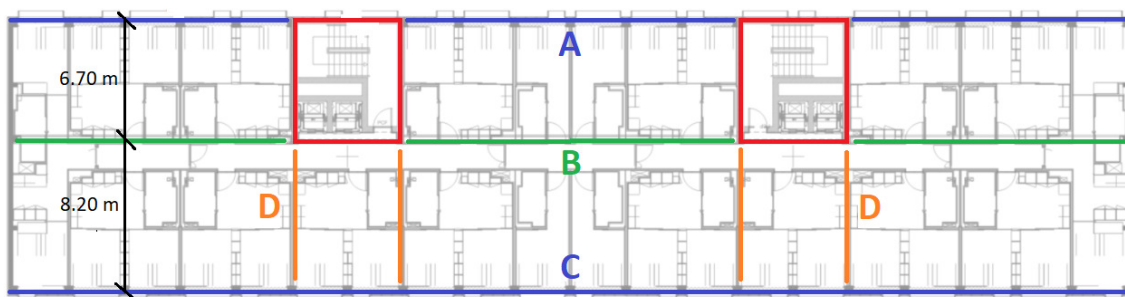


Fig. 10 – Planta do piso tipo do edifício alvo de estudo.

### 5.2. Forças sísmicas

O período natural de vibração da estrutura é 0,5 s e o corte basal total é de 13268 kN. A maior carga sísmica horizontal acontece no Piso 07, com um valor de 2791 kN.

Tabela 2 - Forças horizontais equivalentes à ação sísmica nos diafragmas.

Piso	Altura	Massa do Piso	Força no piso	Força no diafragma
6	18,40 m	7457 kN	2901 kN	2294 kN
7	21,40 m	6861 kN	3114 kN	2791 kN

### 5.3. Análise simplificada, pressupostos de modelação e carregamento

Utilizando um software adequado, o diafragma é modelado como um elemento de viga contínuo (Fig. 11) ao longo do comprimento do edifício. Os apoios simples representam o centro dos núcleos em betão armado. As forças equivalentes à ação sísmica são aplicadas ao longo do diafragma. No caso da direção Y,  $2791 \text{ kN} : 60,70 \text{ m} = 46,00 \text{ kN/m}$ . Três esquemas de carregamento são considerados para cada direção (X e Y) de forma a ter em conta os efeitos acidentais da torção (excentricidade 10%) referidos em capítulo anterior deste documento.

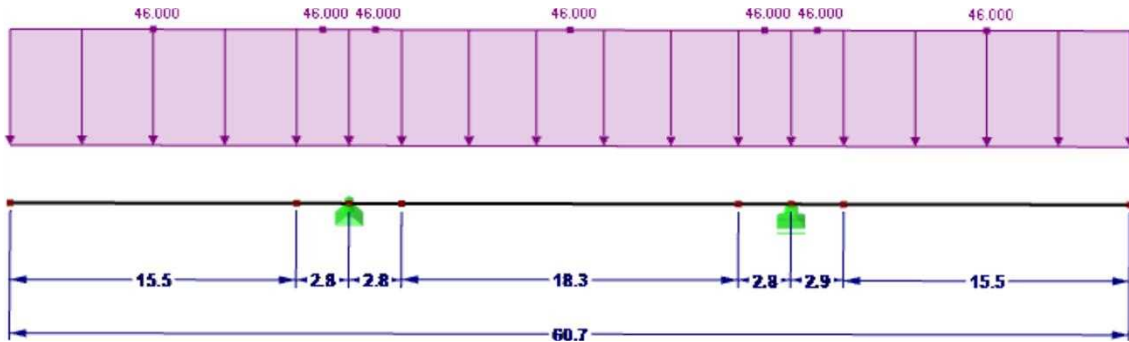


Fig. 11 – Modelo simplificado com aplicação da carga linear. Direção Y.

#### 5.4. Resultados

A envoltura de esforços dos três esquemas de carregamento permite obter a situação mais gravosa em termos de momentos fletores (Figura 12) e esforços transversos (Figura 13).

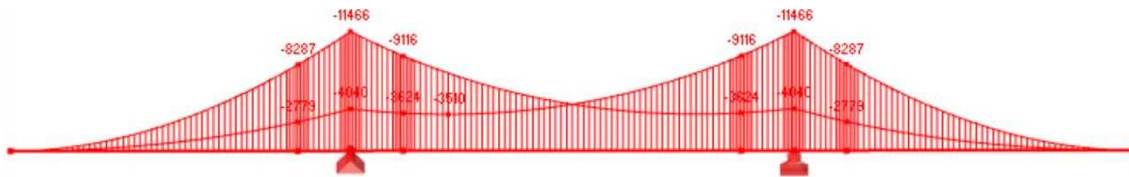


Fig. 12 – Envoltura de momentos fletores para três esquemas de carregamento. Y.

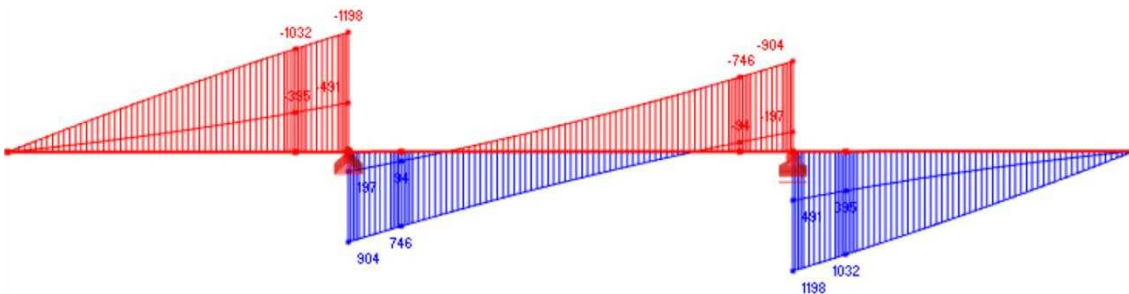


Fig. 13 – Envoltura de esforços corte para três esquemas de carregamento. Y.

#### 5.5. Dimensionamento das cordas de diafragma A e C

Quando a ação sísmica atua na direção Y, os tirantes designados por A e C funcionam como cordas de diafragma. O momento fletor máximo no modelo simplificado é de 11466 kN.m. Este valor divide-se pela distância (14,90 m) entre os tirantes perimetrais para obter valores de tração de 770 kN. Este valor é majorado por um fator de sobrerresistência igual a 1,50. Obtem-se 1155 kN.

#### 5.6. Dimensionamento dos coletores de diafragma A e B

Quando a ação sísmica atua na direção X os tirantes A e B funcionam como coletores de diafragma. Para a estimativa das forças de tração instaladas nestes coletores é útil estimar a carga sísmica horizontal unitária no diafragma, igual a  $2791 \text{ kN} : 815 \text{ m}^2 = 3,42 \text{ kN/m}^2$ . A multiplicação deste valor de carga unitária pelas áreas de influência marcadas

na Fig.14 permite estimar os valores máximos de tração instalados nos coletores A (206 kN) e B (711 kN). Os valores devem ser amplificados pelo fator de sobrerresistência 1,50. Obtém-se, respetivamente, 309 kN e 1067 kN.

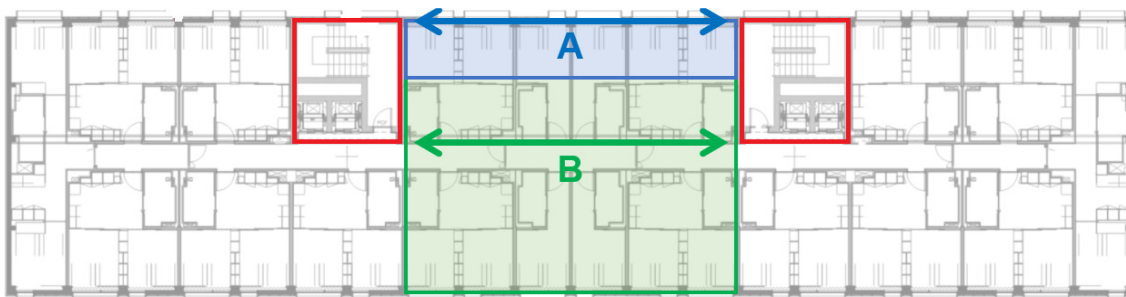


Fig. 14 – Estimativa da força de tração instalada nos coletores A e B. Sismo direção X.

### 5.7. Dimensionamento do coletor de diafragma D

Quando a ação sísmica atua na direção Y os esforços máximos de corte acontecem na interface entre o diafragma e o núcleo. Nesta interface, e de acordo com o modelo simplificado, ocorrem esforços de corte na ordem dos  $1032 \text{ kN} / 14,90 \text{ m} = 69 \text{ kN/m}$ . O coletor D tem comprimento igual a  $8,20 \text{ m}$  o que significa que nele atua uma força de tração de  $69 \text{ kN/m} \times 8,20 \text{ m} = 566 \text{ kN}$ . O valor é majorado por 1,50 para obter 849 kN.

### 5.8. Dimensionamento de conectores de corte entre painéis de laje

De acordo com o procedimento exposto em 5.7 a interface de corte mais solicitada deve ser capaz de resistir a um esforço máximo de  $849 \text{ kN} : 8,20 \text{ m} = 69 \text{ kN/m}$ . Este esforço é majorado por um fator de sobrerresistência igual a 1,50 para obter  $103 \text{ kN/m}$ . A solução de junta indentada, definida em capítulo anterior deste documento, não é uma opção viável uma vez que tem resistência de 25-35 kN/m. A utilização de Pfeifer VS Slimboxes também não é uma opção. A solução passa por utilizar peças BT-Spannschloss, capazes de desenvolver resistências na ordem dos 120 kN/m.

## 6. CONCLUSÃO

Apesar de não serem apresentadas no Eurocódigo 8 disposições específicas para diafragmas pré-fabricados sem uma lâmina de compressão betonada in-situ, pode inferir-se que as disposições fornecidas em 5.10 e 5.11.3.5 podem ser aplicadas.

A utilização de modelos simplificados revela-se eficiente para análise das forças de diafragma. A utilização de modelos de elementos finitos (FEM) pode ser útil, mas pode consumir muito tempo e está propenso a erros.

Propõe-se a utilização de um fator de sobredimensionamento de 1,50 para o dimensionamento de todas as conexões de diafragma CREE.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. CT 115 (LNEC).
- [2] NP EN 1998-1. 2010, Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. CT 115 (LNEC).

## **CONSTRUÇÃO MODULAR COM MADEIRA: NORMALIZAÇÃO E RECOMENDAÇÕES PARA A SUA CONCEÇÃO E PROJETO SÍSMICOS**

**VICTOR BELAFONTE**  
Aluno doutoramento  
Universidade do Minho

**MARINA TENÓRIO**  
Aluna doutoramento  
Universidade do Minho

**NUNO NEVES**  
Engenheiro  
BYSTEEL,DST

**JORGE M. BRANCO**  
Professor Auxiliar  
Universidade do Minho

### **SUMÁRIO**

A construção modular constitui um método contemporâneo, lógico e enriquecido por diversas vantagens, como são a flexibilidade, a agilidade e a adaptabilidade. Ao ser predominantemente implementada em ambientes fabris, proporciona a minimização de resíduos, redução de custos e uma considerável diminuição do impacto ambiental. No contexto dos materiais estruturais disponíveis, a madeira destaca-se como uma escolha ideal, alinhando-se às metas de desenvolvimento sustentável. A sua baixa massa volumétrica, eficiência energética, capacidade de sequestro de carbono e versatilidade, contribuem para sua preferência. Embora estruturas modulares em aço e betão já tenham sido amplamente estudadas, as soluções estruturais recorrendo à madeira carecem de uma análise mais aprofundada, especialmente no que se refere ao comportamento sísmico. Este artigo procura apresentar as lacunas presentes nos processos de conceção e projeto, além de comparar o estado de conhecimento e as recomendações existentes para as soluções em aço e com madeira.

### **ABSTRACT**

Modular construction represents a contemporary, logical method enriched with several advantages such as flexibility, agility, and adaptability. Predominantly implemented in factory settings, this approach minimizes waste, reduces costs, and significantly diminishes environmental impact. Among the available structural materials, wood stands out as an ideal choice, aligning with sustainable development goals. Its low volumetric mass, energy efficiency, carbon sequestration capacity, and versatility contribute to its preference. While modular structures in steel and concrete have been extensively studied, structural solutions involving wood lack a thorough analysis, especially regarding seismic behaviour. This article aims to present the gaps in the design and planning processes, as well as to compare the state-of-the-art and current recommendations for both steel and wood and their derivatives.

**PALAVRAS-CHAVE:** Construção modular, edifícios com madeira, sistemas estruturais híbridos, comportamento sísmico, ligações metálicas

## 1. INTRODUÇÃO

A pré-fabricação incorpora conceitos que integram considerações ambientais ao longo do processo de desenvolvimento do produto, apresentando um alto potencial para a redução dos impactos ambientais em todas as fases de seu ciclo. Em particular, a construção modular destaca-se ao possibilitar a atualização, adaptação e modificação de componentes, contribuindo significativamente para a extensão da vida útil das edificações. A possibilidade de desmontar componentes viabilizada pela pré-fabricação conduz à redução do impacto ambiental também por parte da indústria [1].

Apesar de a maioria das edificações ainda ser construída com materiais de elevado impacto ambiental, especialmente em relação à pegada de carbono, observa-se uma tendência crescente de investimento em materiais sustentáveis, como são os produtos de madeira. A construção modular com madeira representa um esforço pioneiro que, possibilitado por inovações na indústria tanto a nível de produto como de processo, introduziu produtos de madeira como a madeira lamelada colada (glulam), madeira microlaminada (LVL) e madeira lamelada cruzada (CLT). Esses avanços permitiram a otimização de diversas propriedades físicas e mecânicas da madeira, superando consideravelmente os defeitos e limitações do material em seu estado natural [2].

A sustentabilidade intrínseca e a valorização ecológica são características fundamentais que explicam o crescente interesse nas estruturas de madeira. Além disso, este material apresenta notáveis propriedades térmicas, valor estético, facilidade de transporte e tempo reduzido de montagem. Adicionadas a essas vantagens estão as propriedades mecânicas e a eficiência estrutural (peso versus resistência), contribuindo para a diminuição da carga estrutural facilitando o processo de construção, manuseamento e instalação [3]. Tais atributos tornaram a madeira particularmente adequada para estruturas modulares, conferindo-lhe competitividade em relação aos sistemas de construção convencionais [4].

O uso da madeira enquanto material estrutural em construções modulares tem obtido êxito em diversos países do continente europeu, evidenciando as amplas possibilidades do material e as suas mais recentes tecnologias. Este sucesso tem contribuído para revitalizar a confiança na utilização da madeira como elemento estrutural, conforme evidenciado pelo crescente interesse em projetos desse tipo [5]. Na Europa, alguns dos exemplares mais imponentes reafirmam a capacidade e o potencial da madeira, mesmo para edificações complexas. Um exemplo notável é o edifício Treet, localizado em Bergen, Noruega, que consiste numa construção treliçada de 14 pisos feita de glulam, incorporando quartos modulares pré-fabricados.

A pré-fabricação emerge como uma oportunidade única para que soluções à base de madeira liderem a transformação no setor da construção, caracterizado por elevado consumo, desperdício e mão de obra intensiva, rumo a uma abordagem mais industrializada e sustentável [6]. No entanto, apesar dos avanços contínuos em materiais, tecnologias de pré-fabricação e métodos de montagem, é notável o atraso nos procedimentos de projeto e instalação de edifícios de madeira de múltiplos pisos em comparação com o progresso tecnológico observado para outros materiais de construção [7].

Além disso, a exploração do comportamento sísmico em estruturas modulares de madeira encontra-se ainda numa fase inicial, concentrando-se principalmente na análise de módulos 2D em estruturas porticadas de madeira ou em composições de madeira laminada cruzada (do inglês *cross laminated timber* – CLT). A compreensão dos módulos tridimensionais (3D), que incluem considerações sobre as ligações inter-modulares, a rigidez dos diafragmas, bem como os efeitos de rotação e deslizamento

na rotura pós-conexão, permanecem como áreas do conhecimento ainda pouco exploradas. Uma investigação aprofundada, dedicada especificamente às estruturas modulares de madeira, é essencial para desvendar as complexidades do seu desempenho sísmico.

Neste contexto, os objetivos deste artigo são: (1) investigar o estado do conhecimento das construções modulares e das construções modulares híbridas de madeira; (2) realizar uma avaliação qualitativa do cenário atual em termos de recomendações para o projeto sísmico; e (3) discutir os principais paralelos que podem ser traçados e aplicados na construção com madeira a partir das abordagens existentes na literatura para edifícios modulares de aço e betão.

## 2. VISÃO GERAL DA CONSTRUÇÃO MODULAR EM MADEIRA

Na última década, o uso da madeira enquanto material estrutural para edifícios altos tem atraído atenção significativa de investigadores, profissionais do setor da construção e governos em todo o mundo. Apesar das notáveis variações na aceitação desse material como uma opção estrutural moderna e inovadora, a avaliação geral é positiva, destacada pelos avanços no desempenho, métodos construtivos e custos associados.

Svatoš-Ražnjević *et al.* [8] conduziram uma análise abrangente de 350 projetos construídos entre 2000 e 2021 para examinar a diversidade arquitetónica, estrutural e espacial na construção modular de vários com madeira. Concluíram que tais edifícios podem ser concebidos utilizando componentes estruturais unidimensionais ou bidimensionais, bem como módulos tridimensionais compostos por paredes e pavimentos pré-montados. Consequentemente, é possível categorizá-los nas seguintes tipologias: i) Elementos unidimensionais; ii) Estrutura de painéis 2D; iii) Módulos volumétricos 3D; e iv) Combinação ou híbrido. Os elementos unidimensionais compõem estruturas como viga-pilar, laje-pilar e também aquelas caracterizadas por um exoesqueleto, onde os apoios verticais estão limitados ao exterior e fixados a um núcleo. Embora as estruturas com elementos unidimensionais possam consistir apenas num conjunto articulado de peças de madeira lineares, sistemas adicionais de contraventamento podem ser incorporados, como paredes resistentes ou barras e vigas metálicas, garantindo a estabilidade lateral. Além disso, diversas combinações de produtos de madeira podem ser empregadas, como lajes em CLT, de vigamentos ou pavimentos compostos (CLT-betão ou glulam-betão), para criar pisos estruturais.

Por outro lado, a estrutura de painéis 2D, embora dê origem a vários tipos de paredes, em algumas situações pode ser aplicada exclusivamente nos núcleos centrais ou nas paredes exteriores estruturais (responsáveis por transferir diretamente suas cargas para a fundação). Quanto aos painéis de piso, a maioria é constituída por painéis CLT ou vigas de madeira.

Os módulos volumétricos, também conhecidos como módulos 3D, são constituídos por volumes pré-montados que incorporam instalações, acabamentos e, em alguns casos, até mesmo mobiliário. O núcleo rígido pode ser construído separadamente ou integrado aos demais módulos do edifício. Embora os módulos 3D possam compor as fachadas dos edifícios, incluindo ou não varandas, essa categoria muitas vezes está associada à presença de estruturas externas que suportam corredores de circulação ou varandas.

Chourasia *et al.* [9] destacam as diversas vantagens da adoção de sistemas pré-fabricados volumétricos na construção modular, mas ressaltam que, apesar disso, a aceitação generalizada ainda enfrenta obstáculos, como a falta de conhecimento em conexões e comportamento estrutural, além da escassez de diretrizes de projeto. É

relevante salientar que os autores também observam que os módulos de madeira são, muitas vezes, associados a estruturas de baixa altura. No entanto, essa conclusão pode ser precipitada devido à realização limitada de estudos sobre construções modulares de madeira e ao contínuo desenvolvimento de várias alternativas híbridas de madeira.

Em sistemas estruturais híbridos, as categorias são combinadas de várias maneiras. Como resultado, os projetos podem se enquadrar em uma das seguintes categorias: (i) Os módulos das partes superior e inferior do edifício são construídos com características estruturais diferentes; (ii) As diferentes zonas da planta do edifício são construídas com sistemas distintos.

A análise realizada por Svatoš-Ražnjević *et al.* [8] revela que a maioria (52%) das estruturas consiste em elementos unidimensionais. Aproximadamente um terço (31,7%) é composto por projetos utilizando sistemas de painéis 2D, seguidos por sistemas combinados (13%). Por último, módulos volumétricos totalizam apenas 7,3%. Essa observação pode ser atribuída à menor frequência de projetos de módulos 3D na literatura popular e nas bases de dados sobre madeira. No entanto, de acordo com Kuzmanovska *et al.* [10], houve uma mudança notável no método estrutural predominante para a construção de edifícios de madeira de vários andares desde 2009. A última geração de edifícios (2018-2020) é predominantemente composta por estruturas de viga-pilar, frequentemente associadas a pavimentos de painéis CLT, contrastando com a primeira geração (2009-2013), em que os sistemas de painéis 2D, normalmente utilizando CLT, eram predominantes. Os sistemas 2D representam 75% dos edifícios da primeira geração, mas apenas 21% das estruturas da última geração. Enquanto isso, as estruturas viga-pilar, laje-pilar ou outras estruturas híbridas baseadas em elementos unidimensionais aumentaram de 13% para 67%.

No contexto de edifícios altos, a análise conduzida por Thai *et al.* [11] revela que, considerando os dez edifícios modulares mais altos até 2019, sejam eles construídos a partir de tipologias modulares 2D ou 3D, 40% eram construídos com betão enquanto os restantes 60% eram feitos de aço. Essa perspectiva revela um amplo espaço e necessidade substancial de investigação nas aplicações modulares híbridas de madeira para edifícios de médio e grande porte. Com a crescente tendência para a construção de edifícios altos em madeira, diversos estudos e projetos têm explorado a combinação da madeira com materiais de construção convencionais para potencializar as vantagens estruturais específicas de cada material [12]. Embora persistam preocupações no desenvolvimento de construções modulares de madeira, especialmente em relação à resistência aos esforços laterais, as soluções híbridas têm atraído atenção devido à sua capacidade de abordar eficazmente desafios de projeto [13, 14, 15, 16].

Em Di Pasquale *et al.* [17], uma solução estrutural híbrida foi concebida para a construção modular, utilizando módulos removíveis. A ideia central baseia-se na flexibilidade e mobilidade, tendo como princípio uma grande estrutura que atua como núcleo central para acomodar os módulos habitáveis. Este conceito de agrupamento de módulos mutáveis oferece a possibilidade de criar diversas configurações que podem ser reorganizadas de acordo com as necessidades construtivas. Os autores também apresentam algumas orientações para as instalações mecânicas, elétricas e hidráulicas, bem como para as conexões dos módulos à estrutura. No entanto, é observada a falta de uma análise específica do desempenho estrutural, especialmente no que se refere às cargas laterais, como o vento e as forças sísmicas.

Do ponto de vista da resiliência sísmica, Follesa *et al.* [18] destacam que, nos últimos quinze anos, a pesquisa em sistemas estruturais de madeira, envolvendo mesas de vibração e simulações numéricas, tem contribuído para o aumento do número de edifícios de madeira de média altura, mesmo em áreas de risco sísmico. No entanto, a

maioria das estruturas de madeira de grande elevação ainda está situada em regiões sismicamente inativas, onde as cargas de vento superam as tensões sísmicas [12].

### **3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A CONCEÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS MODULARES – UMA REVISÃO DO ESTADO DA ARTE**

É verdade que o campo de investigação sobre o comportamento estrutural de construções modulares é relativamente recente, não existindo praticamente estudos anteriores ao início deste século. Em contrapartida, o estudo sísmico de edificações convencionais tem recebido atenção considerável, com diversos estudos aplicados tanto em edificações históricas em alvenaria como em construções híbridas.

Apesar do profundo conhecimento do comportamento dos materiais comumente utilizados na construção civil, o desempenho estrutural de construções modulares ainda requer uma compreensão mais aprofundada, especialmente no que diz respeito ao conjunto. O significativo aumento do uso de sistemas modulares em regiões com elevado risco sísmico torna ainda mais justificada essa abordagem, uma vez que danos localizados nas conexões inter-modulares podem causar grande impacto nos modos dominantes de resposta, envolvendo a rotação ou deslizamento dos módulos [4].

O desempenho sísmico de edificações modulares foi objeto de um dos primeiros estudos conduzidos por Annan *et al.* [19], no qual o comportamento histerético de edificações modulares em aço foi avaliado através de carregamentos cíclicos. O modelo analítico desenvolvido demonstrou ser capaz de capturar o comportamento inelástico dos contraventamentos. Posteriormente, Annan *et al.* [20] dedicaram-se a investigar o comportamento inelástico de edificações de 2, 4 e 6 pisos localizadas em Vancouver, Canadá. Recorrendo a uma análise incremental dinâmica (AID) e uma análise estática não-linear (*pushover*), foi possível observar que grandes concentrações de graus de inelasticidade podem resultar da limitada redistribuição de esforços internos.

Posteriormente, Fathieh *et al.* [21] conduziram uma análise não-linear estática e incremental dinâmica em duas e três dimensões, de forma a explorar o comportamento sísmico de uma edificação modular em aço de 4 pisos. Seguindo a mesma linha de estudos em sistemas modulares em aço, Gunawardena *et al.* [22] conduziram análises não-lineares no domínio do tempo (*time-history*) com o objetivo de avaliar a ductilidade dos pilares. Observou-se que o ponto crítico foi a formação de uma rótula no pilar do canto principal. Este estudo contribuiu para o entendimento do papel crítico das conexões inter-modulares no comportamento sísmico de edificações modulares em aço.

Com o intuito de aprofundar a compreensão das conexões modulares, Deng *et al.* [23] conduziram testes utilizando cargas cíclicas e monotônicas em sete ligações de canto à escala real. Uma nova forma de ligação, com chapa soldada e parafusada, foi avaliada com base em critérios de desempenho sísmico, incluindo modos de falha, distribuições de tensões, características de rigidez e resistência mecânica, ductilidade, e capacidade de dissipação de energia.

Em termos de estudos numéricos, Srisangeerthan et al. [24] ofereceram uma contribuição significativa ao introduzir novos fatores de concepção sísmica, os quais incluem a amplificação da força e da ductilidade. Os resultados foram obtidos ao avaliar a influência da rigidez e da resistência do diafragma rígido no desempenho sísmico de edificações de vários pisos modulares em aço. O trabalho demonstrou que o aumento da flexibilidade do diafragma resulta em deslocamentos entre pisos e forças de inércia significativamente maiores.



Em 2020, Shan et al. [25] apresentaram um estudo de caso no qual redesenharam uma moradia estudantil real de 31 pisos em Hong Kong utilizando um sistema modular de aço. O comportamento elástico das ligações foi avaliado por meio de modelos numéricos em vários cenários de carregamento. A solução desenvolvida foi, então, estendida para um edifício hipotético de 40 pisos e testada sob as mesmas circunstâncias. O resultado foi a apresentação de um fluxo de desenvolvimento de projeto estrutural para edifícios altos utilizando módulos em aço.

Deng et al. [26] conduziram uma importante revisão crítica em relação às construções modulares em aço, destacando que uma compreensão mais aprofundada do comportamento sísmico desse sistema construtivo ainda não havia atingido maturidade suficiente. Apesar de vários estudos estarem em andamento, o estado da arte atual não permitia um progresso mais rápido em direção à construção de edifícios altos em regiões com risco sísmico.

Zhao et al. [27] conduziram um estudo sobre uma edificação modular híbrida, incorporando uma campanha experimental centrada no desempenho sísmico de um sistema estrutural composto por sistemas independentes de resistência lateral e à gravidade (SGLR). Os autores compararam este novo sistema a uma estrutura rígida convencional e concluíram que a solução inovadora oferece uma maior margem de segurança nos critérios de projeto de limitação de danos (estado limite de utilização), bem como no deslocamento entre pisos.

Chua et al. [28] concentraram-se na modelagem de ligações inter-modulares e no comportamento delas quando incorporadas em edificações modulares em aço de grande altura, sujeitas a carregamentos laterais. O estudo propôs, mesmo que baseado apenas em análises estáticas, a inclusão de molas de translação capazes de simular a transferência de carregamentos verticais nas ligações entre módulos.

Por sua vez, Shi et al. [29] também investigaram o comportamento sísmico de edifícios modulares em aço de grande altura por meio de diferentes disposições de módulos. Utilizando cinco configurações tridimensionais distintas, conduziram análises sísmicas elásticas de espectro de resposta e elasto-plásticas no domínio do tempo. A contribuição mais expressiva concentrou-se em fornecer bases para a viabilidade de edificações de grande altura em áreas de risco sísmico.

Sanches et al. [30] aplicaram uma análise estática não-linear (*pushover*) e dinâmica bidirecional no domínio do tempo para compreender o desempenho sísmico de uma edificação modular em aço variando em altura (6, 12 e 32 pisos). O estudo revelou que, apesar de os fatores multiplicativos de esforços e ductilidade diminuir à medida que a altura do edifício aumenta, o deslocamento absoluto entre pisos foi mais acentuado nas edificações mais baixas.

Chen et al. [31] conduziram um ensaio de carregamento cíclico *quasi*-estático em uma estrutura modular de betão armado. O estudo foi realizado ao avaliar um módulo pré-fabricado, conectado *in-situ* a outros elementos estruturais, sob a ótica do desempenho sísmico em relação à capacidade resistente à flexão, rigidez inicial, ductilidade e dissipação de energia.

Adotando uma abordagem diferente, Emamikoupaei et al. [32] realizaram uma avaliação para compreender a resposta sísmica não linear e os efeitos em elementos estruturais de médio porte em edifícios modulares em aço em regiões próximas a zonas sísmicas. As principais observações do estudo revelaram que as estruturas de altura média apresentam uma degradação mais pronunciada em termos de rigidez e resistência quando expostas diretamente a sismos de largas amplitudes e curtas durações. A maior

suscetibilidade a danos foi atribuída ao impulso de velocidade inicial presente nos registos de rotura das falhas geológicas alinhados à sua direção do (*forward-directivity*).

Em termos de ligações, outro estudo numérico foi proposto por Srisangeerthanan *et al.* [33] num edifício modular em aço para avaliar um novo tipo de conexão entre módulos. A investigação centrou-se na verificação do desempenho de um novo tipo de ligação capaz de promover uma conectividade vertical e horizontal segura e instantânea.

#### **4. ABORDAGENS DA CONCEÇÃO SÍSMICA PARA ESTRUTURAS MODULARES EM MADEIRA – DISCUSSÃO**

Em comparação com sistemas de construção convencionais, poucas investigações sobre o desempenho estrutural sísmico de edificações modulares foram realizadas até o momento. Apesar de estudos anteriores terem-se concentrado em aspetos importantes do sistema, como as conexões, a pesquisa tem sido limitada principalmente às estruturas modulares em aço.

As estruturas modulares em madeira, por sua vez, estão sendo cada vez mais utilizadas, dadas as enormes vantagens tanto do ponto de vista do próprio material quanto do sistema construtivo. Neste contexto, torna-se cada vez mais essencial que o comportamento estrutural seja mais bem compreendido.

A contribuição de Lacey *et al.* [4] forneceu uma visão geral importante da resposta estrutural das construções modulares, ressaltando que os módulos em madeira foram excluídos não devido à falta de importância, mas precisamente devido ao pequeno número de estudos sobre esse tipo de solução. Embora a construção com madeira não seja uma novidade e tenha sido amplamente explorada em vários aspetos, é essencial uma compreensão mais profunda do seu comportamento global e das suas características únicas quando se consideram diferentes soluções estruturais, de modularidade e de pré-fabricação.

Durante o processo de revisão da literatura, não foi possível localizar, em bases de dados de plataformas de revistas científicas reconhecidas, estudos centrados na abordagem de desempenho sísmico para estruturas modulares volumétricas (3D) de madeira. Por outro lado, diversos estudos que tratam de sistemas tradicionais nesse material têm sido abordados e divulgados ao longo dos anos. A expectativa, como ponto de partida, é que, tratando-se de um cenário semelhante ao das estruturas modulares em aço, alguns paralelos possam ser traçados a fim de validar o comportamento estrutural para sistemas modulares em madeira.

Quanto às estruturas híbridas modulares, observa-se uma série de avanços, incluindo a utilização de fundações, base e/ou núcleo central em betão armado em combinação com módulos de madeira. Além disso, há um estudo mais aprofundado sobre a aplicação de madeira maciça em construções mais recentes. Exemplos notáveis incluem o uso de LVL e CLT, apresentados em forma de painéis que desempenham funções de paredes de suporte de carga e/ou resistência ao corte (*shear walls*).

Adicionalmente, vale destacar que muitos tipos de ligações empregados na construção modular com madeira são semelhantes aos utilizados em construções não-modulares. Por exemplo, manuais para sistemas modulares frequentemente incluem ligações que envolvem elementos em cantoneira ou fixações aparafusadas (*angle brackets e hold-down*) para conexões entre módulos ou dentro de um mesmo módulo [34]. Essa continuidade nas técnicas de ligação contribui para uma transição mais suave entre os métodos de construção convencionais e modulares.

De facto, o enfoque no comportamento das ligações é de extrema importância, pois danos causados a esses elementos-chave podem ter um impacto significativo no comportamento global da estrutura [35]. Portanto, aprofundar as pesquisas nessa área específica é crucial para garantir a segurança e a eficiência das construções modulares em madeira, proporcionando uma compreensão mais abrangente dos fatores que influenciam sua integridade estrutural e desempenho sísmico.

O estudo realizado por Bhandari et al. [3] oferece uma análise valiosa das implicações da utilização de estruturas modulares em CLT para habitação temporária. A avaliação quantitativa de 72 projetos em todo o mundo, executados entre 2009 e 2021, destaca a relevância crescente dessa solução construtiva, especialmente em áreas de risco sísmico. No entanto, é importante reconhecer que os códigos de construção locais muitas vezes não especificam claramente requisitos para construções modulares, o que pode levar a suposições sobre o projeto para garantir a dissipação de energia e atender aos padrões de segurança necessários.

Contudo, apesar da realização de estudos como este, é crucial destacar que as diversas suposições adotadas nos projetos podem não ser totalmente abrangentes para prevenir uma falha catastrófica. Isso se deve ao fato de que o estado da arte dos sistemas modulares em madeira ainda está numa fase inicial de desenvolvimento. Portanto, a pesquisa futura deve se concentrar no desenvolvimento de metodologias capazes de abordar de maneira abrangente o comportamento estrutural de edifícios modulares em madeira, especialmente no contexto do comportamento sísmico.

#### **4.1. POSSÍVEIS ABORDAGENS DE CONCEÇÃO E PROJETO SÍSMICO EM EDIFÍCIOS MODULARES HÍBRIDOS DE MADEIRA**

A integração de avanços e resultados relativos a sistemas modulares de outros materiais, como aço, pode ser uma estratégia valiosa para melhor compreender o desempenho sísmico dos edifícios modulares em madeira. A consideração das ligações é particularmente crucial, uma vez que os tipos de ligações comuns nos módulos de madeira também são utilizados nos edifícios modulares em aço. Entender como o comportamento da madeira difere sob risco de falha frágil é um aspecto relevante, e a pesquisa recente sobre falhas frágeis em ligações de painéis CLT pode fornecer insights importantes para aprimorar a segurança e a resiliência das estruturas modulares de madeira [36, 37, 38, 39].

A abordagem de validar e ampliar as campanhas experimentais por meio de estudos numéricos é crucial, especialmente dada a complexidade das ligações modulares, que se enquadram em três categorias distintas: (i) intra-modular; (ii) inter-modular; e (iii) modular-fundação [15]. Estudos como o de Rajanayagam et al. [40], que combina análises experimentais e numéricas para avaliar o comportamento de ligações inter-modulares sob cargas laterais, são valiosos e despertam discussões importantes, como nesse caso em específico, a importância de compreender o comportamento de deslizamento devido ao esforço de corte e as limitações nas instalações das ligações *in situ*. Dada a relevância crítica das ligações e sua relação com os modos de vibração principais dos edifícios, a atenção contínua a esses elementos-chave é essencial para garantir o comportamento adequado das estruturas modulares.

A inovação nas ligações modulares é um tema crucial, e pesquisas como a conduzida por Li e Tsavdaridis [41], que se concentra num novo sistema de ligações inter-modulares com bloqueio limitador de danos para construções volumétricas em CLT, é significativa. Embora os resultados sejam importantes, especialmente em termos de

flexibilidade, adaptabilidade e eficiência no controle da deformação das ligações, devem ser mais bem explorados no que diz respeito ao desempenho sísmico.

É interessante notar que o desenvolvimento de soluções inovadoras para ligações, mesmo que não seja específico para construções modulares, pode ter um impacto significativo na resolução de desafios comuns enfrentados tanto por construções tradicionais em madeira maciça quanto por construções modulares em madeira. A proposta de uma nova solução de fixação para paredes de contraventamento de madeira maciça, apresentada por Tannert e Loss [42], exemplifica como a inovação nas ligações pode melhorar o desempenho contra cargas laterais.

Além disso, no contexto das vibrações em estruturas de madeira, especialmente quando expostas a cargas laterais mais substanciais, a compreensão aprofundada dos modelos analíticos e dos estudos numéricos torna-se crucial. Há uma crescente necessidade de realizar ensaios experimentais para a validação desses modelos [43]. Em particular, ao considerar cenários que visam a construção de edifícios cada vez mais altos, é imperativo concentrar esforços na pesquisa dedicada ao entendimento e confirmação das propostas existentes. Este enfoque é essencial para avançar no conhecimento do comportamento estrutural de edifícios modulares em madeira.

## 5. CONCLUSÕES

Atualmente, a falta de códigos e normas específicos para a concepção e projeto de estruturas modulares deixa os projetistas dependentes de seus próprios pressupostos e, em grande medida, dos códigos e recomendações convencionais de projeto. Apesar da existência de alguns códigos na Austrália e no Canadá, juntamente com manuais de projeto desenvolvidos em colaboração com partes interessadas da indústria, várias lacunas críticas se tornam evidentes.

Uma das principais lacunas identificadas reside na falta de diretrizes abrangentes para considerações de desempenho sísmico em edifícios modulares. Esta carência é especialmente preocupante em regiões propensas a atividades sísmicas. Além disso, nota-se a escassez de campanhas experimentais abrangentes relacionadas à resposta estrutural global de edifícios modulares de madeira. Dados experimentais são fundamentais para validar e aprimorar modelos e projetos estruturais.

A escassez de informações disponíveis sobre as ligações inter-modulares é outra preocupação que demanda atenção, pois essas conexões desempenham um papel fundamental, especialmente no contexto dos módulos volumétricos. Quando submetidos a cargas laterais, esses módulos podem estar sujeitos a rotação e deslizamento, o que pode comprometer significativamente seu desempenho sísmico e, potencialmente, resultar em falhas catastróficas.

Embora as ligações utilizadas nas construções modulares em aço compartilhem semelhanças com as utilizadas nos sistemas modulares em madeira, é importante notar que os projetistas devem estar cientes do potencial para modos de falha frágeis ao trabalhar com a madeira. Em áreas sísmicas, alcançar um desempenho dúctil torna-se de extrema importância, pois permite a dissipação efetiva de energia, aumentando, assim, a resiliência sísmica global das estruturas modulares.

Além disso, a utilização de mais materiais em associação à madeira (estrutura híbrida) é cada vez mais comum e tem uma grande justificação, especialmente no caso das ligações (em aço) ou de sistemas independentes de resistência lateral e à gravidade

(SLGR). Nesses casos, o betão e o aço desempenham um papel importante na estabilidade global do edifício.

Em resumo, as deficiências identificadas na regulamentação e na investigação destacam a necessidade de orientações mais abrangentes e adaptadas, de mais pesquisas e de trabalho experimental no domínio da construção modular. Essas ações contribuirão para garantir soluções de construção modular mais seguras, mais resistentes e ambientalmente sustentáveis para o futuro.

## 6. AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa recebeu apoio financeiro da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia, por meio de uma Bolsa de Doutoramento 2023.04197.BDANA concedida ao primeiro autor. O segundo autor recebeu suporte financeiro da FCT, por meio de uma Bolsa de Doutoramento PRT/BD/152841/2021, no âmbito do Programa MIT Portugal, com financiamento proveniente do Orçamento do Estado e do Fundo Social Europeu (FSE). Destaca-se o suporte recebido pelo Projeto “R2U Technologies | modular systems”, com a referência C644876810-00000019, financiado pelo PRR – Plano de Recuperação e Resiliência – e pelos Fundos Europeus Next Generation EU.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] F. A. Halstenberg, T. Buchert, J. Bonvoisin, K. Lindow and R. Stark, "Target-oriented modularization: addressing sustainability goals in product modularization," *Procedia CIRP*, vol. 29, pp. 603-608, 2015.
- [2] E. Y. Okodi-lyah, *A comparative evaluation os the environment impact os prefabrication versus conventional construction in UAE's construction industry*, Dubai: Dubai: The British University in Dubai, 2012.
- [3] S. Bhandari, M. Riggio, S. Jahedi, E. C. Fischer, L. Muszynski e Z. Luo, "A review of modular cross laminated timber construction: Implications for temporary housing in seismic areas," *Journal of Building Engineering*, nº 63, 1 January 2023.
- [4] A. W. Lacey, W. Chen, H. Hao and K. Bi, "Structural response of modular buildings - An overview," *Journal of Building Engineering*, pp. 45-56, 16 December 2018.
- [5] T. Shmuelly-Kagami e S. Matsumura, "Progress of Timber Multi-Storey Apartment Building in Europe and Japan," Miyazaki, Japan, 2008.
- [6] X. Gan, R. Chang e E. Belardi, "Barriers to the transition towards off-site construction in China: an interpretative structural modeling approach," *J. Clean. Prod.*, pp. 8-18, 2018.
- [7] D. Koppelhuber e A. Magg, "Building services in timber construction - Investigation on difficulties and reliefs during the instalattion procedures in multi-storey timber residential buildings," em *5th International Conference on New Advances in Civil Engineering*, San Francisco, 2020.
- [8] H. Svatoš-Ražnjević, L. Orozco and A. Menges, "Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021," *Buildings*, p. 404, 25 March 2022.
- [9] A. Chourasia, S. Singhal e Manivannan, "Prefabricated Volumetric Modular Construction: A Review on Current Systems, Challenges, and Future Prospects," *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 13 December 2022.

- [10] I. Kuzmanovska, E. Gasparri, D. Tapias Monné e M. Aitchison, "Tall Timber Buildings: Emerging trends and typologies," em *2018 World Conference on Timber Engineering*, Seoul, Korea, 2018.
- [11] H.-T. Thai, T. Ngo and B. Uy, "A review on modular construction for high-rise buildings," *Structures*, no. 28, pp. 1265-1290, 7 October 2020.
- [12] V. Z. Leskovar e M. Premrov, "A Review of Architectural and Structural Design Typologies of Multi-Storey Timber Buildings in Europe," *Forests*, vol. 12, nº 757, 2021.
- [13] S. Tesfamariam, S. F. Stierner, C. Dickof e M. A. Bezabeh, "Seismic vulnerability assessment of hybrid steel-timber structure: Steel moment resisting frames with CLT infill," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 18, pp. 929-944, 2014.
- [14] X. Zhang, M. Fairhurst e T. Tannert, "Ductility estimation for a novel timber-steel hybrid system," *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, 2016.
- [15] R. Ganey, J. Berman, T. Akbas, S. Loftus, J. D. Dolan, R. Sause, J. Ricles, S. Pei, J. Van De Lindt and H. E. Blomgren, "Experimental investigation of self-centering cross-laminated timber walls," *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, 2017.
- [16] C. Loss, S. Rossi e T. Tannert, "In-plane stiffness of hybrid steel-cross-laminated timber floor diaphragms," *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, 2018.
- [17] J. Di Pasquale, F. Inella and Y. Bai, "Structural Concept and Solution for Hybrid Modular Buildings with Removable Modules," *Journal of Architectural Engineering*, vol. 26, no. 3, 10 July 2020.
- [18] M. Follesa, M. Fragiaco, D. Casagrande, R. Tomasi, M. Piazza, D. Vassallo, D. Canetti e S. Rossi, "The New Provisions for the Seismic Design of Timber Buildings in Europe," *Engineering Structures*, pp. 736-747, 2018.
- [19] C. D. Annan, M. A. Youssef e M. H. El Naggar, "Experimental evaluation of the seismic performance of modular steel-braced frames," *Engineering Structures*, 10 March 2009.
- [20] C. D. Annan, M. A. Youssef e M. H. El Naggar, "Seismic Vulnerability Assessment of Modular Steel Buildings," *Journal of Earthquake Engineering*, 06 Nov 2009.
- [21] A. Fathieh e O. Mercan, "Seismic evaluation of modular steel buildings," *Engineering Structures*, 2016.
- [22] T. Gunawardena, T. Ngo and P. Mendis, "Behaviour of Multi-Storey Prefabricated Modular Buildings under seismic loads," *Earthquakes and Structures*, December 2016.
- [23] E.-F. Deng, L. Zong, Y. Ding, X.-M. Dai, N. Lou e Y. Chen, "Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction," *Engineering Structures*, 9 April 2018.
- [24] S. Srisangeerthan, M. J. Hashemi, P. Rajeev, E. Gad e S. Fernando, "Numerical study on the effects of diaphragm stiffness and strength on the seismic response of multi-story modular buildings," *Engineering Structures*, pp. 25-37, 15 May 2018.
- [25] S. Shan, D. Looi, Y. Cai e P. Ma, "Engineering modular integrated construction for high-rise building: a case study in Hong Kong," *Proceeding of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 08 February 2019.
- [26] E.-F. Deng, L. Zong, Y. Ding, Z. Zhang, J.-F. Zhang, F.-W. Shi, L.-M. Cai e S.-C. Gao, "Seismic performance of mid-to-high rise modular steel construction - A critical review," *Thin-Walled Structures*, 28 July 2020.
- [27] H. Zhao e M.-X. Tao, "Seismic behaviour of structural systems with separated gravity and lateral resisting systems," *Journal of Constructional Steel Research*, 2020.

- [28] Y. S. Chua, J. Y. Richard Liew e S. D. Pang, "Modelling of connections and lateral behavior of high-rise modular steel buildings," *Journal of Constructional Steel Research*, nº 166, 2020.
- [29] F. Shi, H. Wang, L. Zong, Y. Ding e J. Su, "Seismic behavior of high-rise modular steel constructions with various module layouts," *Journal of Building Engineering*, 11 April 2020.
- [30] R. Sanches, J. Tao, A. Fathieh e O. Mercan, "Investigation of the seismic performance of braced low-, mid- and high-rise modular steel building prototypes," *Engineering Structures*, 21 February 2021.
- [31] H. Chen, C. Yang, J. Ou, Zhao, Baojun, C. Li e C. Li, "Experimental study on seismic performance of modular cast-in-situ coupled shear wall with LRC infill wall," *Journal of Building Engineering*, 21 April 2023.
- [32] A. Emamikoupaei, A. Bigdeli e K. D. Tsavdaridis, "Nonlinear seismic response of mid-rise modular buildings subjected to near-field ground motions," *Journal of Constructional Steel Research*, nº 107696, 2023.
- [33] S. Srisangeerthanan, M. J. Hashemi, P. Rajeev, E. Gad e S. Fernando, "Numerical study on performance assessment of an innovative boltless connection for modular building construction," *Thin-Walled Structures*, 22 February 2023.
- [34] Stora Enso, Building Systems by Stora Enso: 3-8 Storey Modular Element Buildings, Version 4.0 ed., Stora Enso Division Wood Products, 2016.
- [35] J. S. Z. Jaramillo e E. C. Fischer, "The Role of Intermodular Connections in the Global Behavior of High-Rise Mass Timber Buildings," Oslo, 2023.
- [36] I. Gavric, M. Fragiacomio e A. Ceccotti, "Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures," *Materials and Structures - RILEM 2014*, 11 March 2014.
- [37] H. Danielsson, R. Crocetti, P. J. Gustafsson e E. Serrano, "BRITTLE FAILURE MODES IN NAILED STEEL PLATE CONNECTIONS," Vienna, Austria, 2016.
- [38] S. Yinlan, J. Schneider, S. F. Stiemer e R. Xueyong, "Failure Modes and Mechanical Properties of Bracket Anchor Connections for Cross-Laminated-Timber," 2019.
- [39] B. Azinović, J. M. Cabrero, H. Danielsson e T. Pazlar, "Brittle failure of laterally loaded self-tapping screw connections for cross-laminated timber structures," *Engineering Structures*, 20 June 2022.
- [40] H. Rajanayagam, K. Poologanathan, P. Gatheeshgar, G. E. Varelis, P. Sherlock, B. Nagaratnam e P. Hackney, "A-State-Of-The-Art review on modular building connections," *Structures*, 9 September 2021.
- [41] Z. Li e K. D. Tsavdaridis, "A novel limited-damage 3D-printed interlocking inter-module connections system for cross laminated timber (CLT) volumetric structures," Oslo, 2023.
- [42] T. Tannert e C. Loss, "Contemporary and Novel Hold-Down Solutions for Mass Timber Shear Walls," *Buildings*, 11 February 2022.
- [43] A. Aloisio, D. P. Pasca, Y. De Santis, T. Hillberger, P. F. Giordano, M. M. Rosso, R. Tomasi, M. P. Limongelli e C. Bedon, "Vibration issues in timber structures: A state-of-the-art review," *Journal of Building Engineering*, 21 June 2023.

## **DESAFIOS NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE CONSTRUÇÕES MODULARES PRÉ-FÁBRICADAS EM BETÃO ARMADO**

**ANDRÉ FURTADO**  
Professor Auxiliar  
Instituto Superior Técnico

**ROMAIN SOUSA**  
Investigador  
Universidade de Aveiro

**RICARDO CARMO**  
Professor Coordenador  
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

**EDUARDO JÚLIO**  
Professor Catedrático  
Instituto Superior Técnico

### **SUMÁRIO**

As construções modulares pré-fabricadas em betão armado apresentam-se como uma solução eficiente para atender às atuais necessidades sociais, de providenciar habitação e serviços, na medida em que permite uma construção rápida e a custos acessíveis, cumprindo ao mesmo tempo todas as exigências regulamentares, garantindo a robustez estrutural e a durabilidade dos edifícios. A adoção de ligações secas é uma opção cada vez mais competitiva neste tipo construções porque permite diminuir ainda mais os trabalhos necessários no local da obra. No entanto, a caracterização do comportamento sísmico de estruturas com este tipo de ligações carece de estudos mais aprofundados. De igual modo, faltam estratégias de simulação numérica para prever o comportamento sísmico deste tipo de estruturas. O presente trabalho visa contribuir para colmatar estas lacunas, visando abordar as questões-chave na simulação numérica de construções modulares pré-fabricadas sujeitas a ações sísmicas. Neste sentido, são apresentados e validados três tipos de simulação numérica, utilizando os programas comerciais SeismoStruct e Abaqus. Apresenta-se igualmente um estudo paramétrico, realizado para estudar a influência das seguintes variáveis: (i) resistência do betão à compressão; (ii) esforço axial reduzido; (iii) diâmetro dos varões de ligações; (iv) posição das ligações ao longo do eixo médio da parede; e (v) inclusão de uma terceira ligação e sua posição ao longo do eixo médio da parede. Concluiu-se que as estratégias de modelação adotadas são eficientes a estimar a resistência máxima lateral e que o esforço axial afeta significativamente a capacidade resistente deste tipo de elementos estruturais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Construções modulares pré-fabricadas, betão armado; comportamento sísmico; simulação numérica; ligações secas.



## 1. INTRODUÇÃO

As estruturas pré-fabricadas em betão armado oferecem uma excelente alternativa às estruturas em betão armado tradicionais (construídas in situ) uma vez que proporcionam uma redução do tempo de construção, maior qualidade e precisão dos elementos produzidos, além de minimizar desperdícios e impactos ambientais. O principal ponto crítico deste tipo de estruturas é a ligação entre elementos que influencia significativamente o comportamento global da estrutura (e.g., resistência, ductilidade, dissipação de energia) quando sujeita a uma ação sísmica [1]. As ligações entre elementos pré-fabricados em betão armado podem ser divididas em dois grandes grupos: (1) ligações húmidas e (2) ligações secas. Presentemente, o segundo grupo apresenta-se como uma excelente solução, uma vez que as ligações secas permitem, não só uma construção rápida, mas também a desmontagem dos elementos, o que pode ter enorme importância na construção de abrigos e infraestruturas temporários (e.g., hospitais), de apoio a cenários de calamidades naturais (cheias, sismos, tornados, incêndios) ou causadas pelo homem (guerras, desastres ambientais, acidentes em centrais nucleares).

As ligações devem ser dimensionadas para resistir aos esforços originados pelas combinações de ações (peso próprio, sismo, vento, neve, outras) relevantes. Contudo, tem-se observado que estes tipos de construções são especialmente vulneráveis às ações sísmicas, o que indicia a necessidade de investigar mais aprofundadamente este assunto. Recentemente, foram conduzidos estudos experimentais que permitem caracterizar o comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas (reticuladas ou de paredes estruturais) com ligações secas [2, 3]. Estes estudos permitiram concluir que existe uma reduzida ductilidade, e conseqüentemente uma baixa capacidade de dissipação de energia, observando-se diversas vezes roturas frágeis. Esta é uma característica crítica para o comportamento global da estrutura, porque pode resultar em colapsos progressivos, quando as estruturas estiverem sujeitas a ações extremas. Por esta razão, importa investigar o comportamento sísmico deste tipo de construções cruzando-o com a correspondente robustez estrutural. Porém, poucos avanços têm sido registados na modelação numérica do comportamento estrutural deste tipo de construções [4]. Esta realidade pode estar relacionada com o reduzido número de estudos experimentais publicados, essenciais para calibrar e validar os modelos numéricos. Não obstante, o desenvolvimento de estratégias de modelação eficazes será fundamental para avaliar a vulnerabilidade sísmica deste tipo de estruturas e elaborar *guidelines* para a conceção e dimensionamento das ligações entre elementos pré-fabricados, garantindo a necessária resistência e robustez global da estrutura.

O estudo aqui apresentado tem por objetivo abordar as questões-chave na simulação numérica de construções modulares pré-fabricadas em betão armado sujeitas a ações sísmicas. Neste sentido, apresentam-se três tipos de simulação numérica utilizando os programas comerciais SeismoStruct e Abaqus. A validação destas abordagens é realizada através da simulação de um ensaio de corte à escala real onde são comparados os resultados numéricos e experimentais. Por fim, é realizado um estudo paramétrico onde são estudadas as seguintes variáveis: (i) diâmetro e posição do varão de ligação, (ii) número de ligações, (iii) esforço axial e (iv) resistência do betão à compressão.

## 2. ESTRATÉGIAS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Na literatura, existem duas abordagens possíveis para simular o comportamento sísmico de paredes pré-fabricadas de betão com ligações secas [4], nomeadamente: (i) simulação detalhada, onde todas as componentes da parede (armaduras, betão, ligações, etc.) são representadas numericamente; sendo uma abordagem complexa exige grande capacidade computacional; (ii) simulação simplificada, que utiliza modelos de fibras para representar o comportamento do elemento em diferentes secções de

integração. Nesta segunda abordagem, a plasticidade pode ser assumida como concentrada nas extremidades ou, alternativamente, distribuída ao longo do elemento. Cada fibra em cada secção de integração é associada a uma relação tensão-extensão uniaxial correspondente ao material em questão.

No âmbito do presente estudo, foram estudados três tipos de modelação numérica para previsão da resposta de uma parede pré-fabricada de betão com ligações mecânicas sujeita a uma carga lateral:

- i) Modelação tipo 1: simulação detalhada utilizando o programa comercial de elementos finitos *Abaqus* [5]. Nesta abordagem foram considerados dois tipos de elementos: os elementos sólidos representativos da parede e da viga de fundação, e os elementos de barra correspondentes às armaduras da parede, bem como aos varões utilizados na ligação (seca) entre a parede e a viga de fundação. Os elementos sólidos são elementos tridimensionais usualmente adotados para simular elementos com deformações volumétricas, sendo adequados para a representação de objetos em que o comprimento, largura e espessura são significativos. Já os elementos de barra são unidimensionais e utilizados para simular membros lineares sujeitos a cargas axiais (tração ou compressão), sendo apropriados para elementos esbeltos, onde a deformação ocorre predominantemente ao longo do seu eixo. O modelo numérico construído seguindo este tipo de modelação designa-se ABQ;
- ii) Modelação tipo 2: simulação simplificada recorrendo ao programa comercial *SeismoStruct* [6]. Nesta abordagem, a parede e a viga de fundação foram simuladas como uma construção monolítica, assumindo-se que a resistência à tração do betão é nula. Desta forma, o modelo numérico considerou, à compressão, o contributo do betão, das armaduras da parede e da ligação. À tração, o modelo numérico considerou apenas o contributo das armaduras da parede e da ligação. O modelo numérico construído seguindo este tipo de modelação designa-se SS\_1;
- iii) Modelação tipo 3: simulação simplificada recorrendo igualmente ao programa comercial *SeismoStruct* [6]. Nesta abordagem, a parede e a viga de fundação foram simuladas de forma independente, ou seja, foram considerados como elementos distintos ligados através de molas com comportamento não-linear uniaxial, posicionadas nas localizações de cada ligação. A rigidez de cada mola foi calibrada tendo em conta as características específicas de cada ligação, como o diâmetro do varão e as suas propriedades mecânicas. Esta abordagem seguiu a recomendação do *Joint Research Centre* [7] para a simulação deste tipo de elementos, e este estudo permitiu avaliar a eficácia deste tipo de modelação. O modelo numérico construído seguindo este tipo de modelação designa-se SS\_2;

Ao longo das próximas subsecções, serão detalhados cada um dos tipos de modelação numérica estudados.

## 2.1. Descrição da modelação tipo 1

Neste tipo de modelação foram considerados dois tipos de elementos, conforme descrito anteriormente: os elementos sólidos, que representaram a parede e a viga de fundação/parede, e os elementos de barra, que representaram as armaduras da parede e os varões de ligação entre a parede e a viga. As armaduras da parede e as ligações secas foram discretizadas, assumindo os comprimentos e as localizações reais. A definição do número de elementos finitos foi definida e ajustada em função das dimensões da parede e da sua complexidade geométrica (ou seja, considerando a existência de irregularidades, aberturas, etc.). Pode observar-se na Fig. 1a um esquema geral deste tipo de modelação numérica.

Para cada material, foram estabelecidas leis de comportamento uniaxial não-lineares que permitiram simular o comportamento de uma forma mais realista, tanto em regime elástico como em regime plástico. Assim, o betão foi simulado através do modelo *Concrete Damaged Plasticity*, um modelo de dano contínuo baseado na plasticidade do betão à medida que o dano ocorre por fendilhação (à tração) e/ou esmagamento (à compressão). Para a calibração deste modelo foi necessária a definição dos valores relativos ao fluxo de plasticidade, como o ângulo de dilatação, a excentricidade e o parâmetro de viscosidade, os quais podem ser caracterizados através de ensaios experimentais.

Para modelar as armaduras e as ligações foi assumida uma lei de comportamento bilinear. Os parâmetros de entrada necessários para a sua calibração foram o módulo de elasticidade, a tensão de cedência e a extensão última do aço.

Por último, para modelar o contacto entre a base da parede e o topo da viga de fundação, foi associada uma lei de comportamento tangencial e normal entre as duas superfícies. Para o comportamento tangencial a formulação do atrito definida foi do tipo "rough" e para o comportamento normal foi definido um contacto do tipo "hard". Na Figura 1a é apresentada uma visão geral deste tipo de modelação numérica.

## 2.2. Descrição da modelação tipo 2

A modelação tipo 2 consistiu na simulação da parede como sendo uma estrutura monolítica, desprezando a resistência à tração do betão. Assim, a parede foi simulada através de um elemento *inelastic force-based* com 7 secções de integração, em que cada uma foi discretizada com recurso a 500 fibras. O número de secções de integração foi definido com base na recomendação de Rodrigues, *et al.* [8]. O número de fibras foi selecionado após um estudo paramétrico prévio onde se verificou que este número garantia uma melhor relação entre a eficácia da previsão da resposta e a exigência computacional. O modelo uniaxial atribuído ao betão foi o de Mander, *et al.* [9], tendo sido considerada a resistência à tração nula. Relativamente ao aço, foi selecionado o modelo proposto por Menegotto-Pinto *et al.* [10]. Ambos os modelos uniaxiais materiais foram calibrados com base nas propriedades mecânicas dos materiais resultante dos ensaios de caracterização. Na Fig. 1b é apresentada a estratégia de modelação tipo 2.

## 2.3. Descrição da modelação tipo 3

A modelação numérica tipo 3 seguiu as recomendações do *Joint Research Centre* [7], nomeadamente a parede e a viga de fundação/parede foram consideradas como elementos distintos ligados através de molas com comportamento não-linear uniaxial, posicionadas nas localizações de cada ligação. A rigidez uniaxial de cada mola,  $K_z$ , foi calibrada através da Equação 1, onde  $E$  é o módulo de elasticidade da ligação,  $A$  é a área da secção transversal da ligação e  $L_{eff}$  é o comprimento equivalente da mola, na qual ocorre o alongamento da ligação. Adotou-se o valor recomendado para o parâmetro  $L_{eff}$  de  $15\phi$ , em que  $\phi$  é o diâmetro da ligação [7]. Foi associada à mola uma lei de comportamento bilinear uniaxial.

$$K_z = \frac{EA}{L_{eff}} \quad \text{Equação 1}$$

A parede estrutural foi simulada recorrendo a um elemento *inelastic force-based* com 7 secções de integração e 500 fibras. Este elemento vertical foi ligado a um *rigid link* horizontal que permitiu transferir os esforços para as molas e mobilizá-las quando a estrutura era sujeita a cargas laterais. Na Fig. 1c é apresentada a modelação numérica tipo 3.

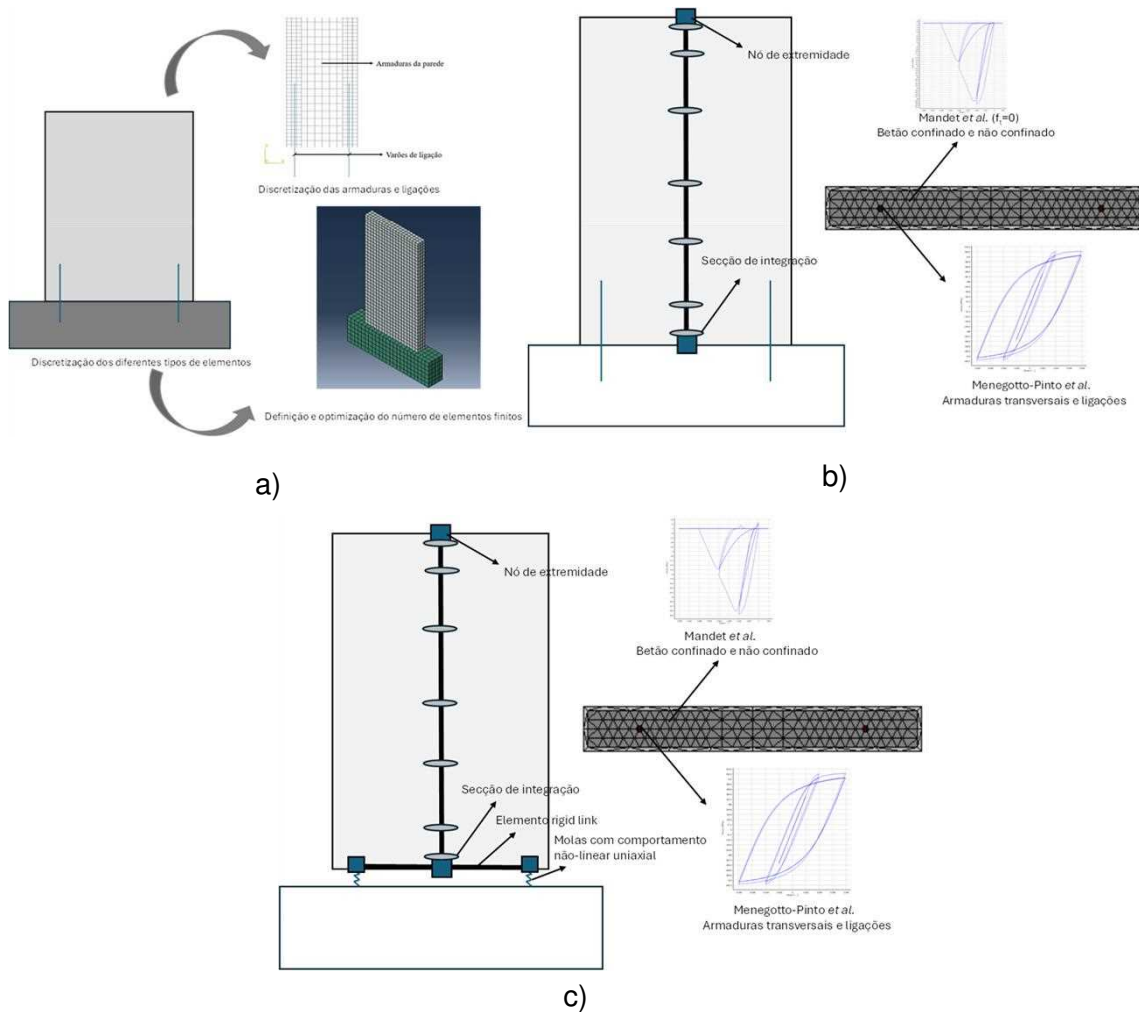


Fig. 1 – Visão geral da simulação numérica: a) Tipo 1; b) Tipo 2; e c) Tipo 3.

### 3. VALIDAÇÃO DOS TIPOS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A validação de cada tipo de simulação numérica foi realizada através da modelação do ensaio RIS1D25C realizado por Psycharis, et al. [2]. O principal objetivo deste estudo foi investigar o comportamento de paredes estruturais com ligações mecânicas sujeitas a ações laterais. Na secção 3.1 são apresentados os detalhes do modelo e do ensaio realizado, respetivamente. Na secção 3.2 apresentam-se os principais resultados da simulação numérica, de acordo com cada estratégia apresentada na secção 2.

#### 3.1. Descrição do modelo e do *setup* experimental

O modelo RIS1D25C consistiu numa parede pré-fabricada em betão armado à escala real, com 2.67 m de altura, 1.50 m de largura e 20 cm de espessura, ligada através de dois varões de aço de 25 mm de diâmetro, a uma distância de 1.10 m, conforme ilustrado na Fig. 2. Adotaram-se betão C30/37 e aço B500C. A parede estrutural foi armada com uma malha #  $\phi 10 // 150$  mm em ambas as faces da parede.

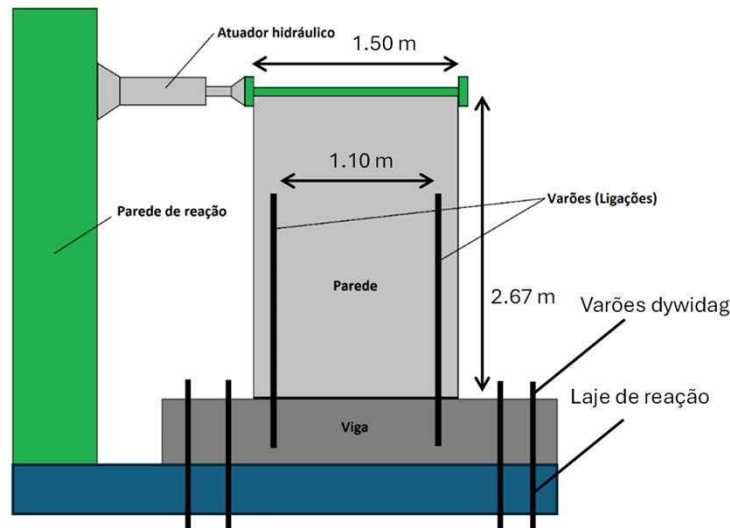


Fig. 2 – Dimensão geométrica do provete e *setup* experimental.

O ensaio experimental consistiu na aplicação de uma carga lateral monotónica através de um atuador servo-hidráulico posicionado no alinhamento correspondente ao topo da parede e fixado a uma parede de reação de betão armado, como ilustrado na Fig. 2. O modelo encontrava-se ligado à viga de fundação por meio de dois varões de aço (descritos anteriormente). Por sua vez, a viga de fundação encontrava-se ancorada à laje de reação do laboratório através de varões dywidag.

A validação dos diferentes tipos de simulação numérica foi efetuada através da comparação da curvas força-deslocamento do modelo experimental com as curvas resultantes de cada tipo de modelação numérica.

### 3.2. Comparação dos resultados experimentais e numéricos

Na Fig. 3a são apresentadas as curvas força-deslocamento obtidas com o ensaio experimental e com as simulações numéricas, utilizando a modelação tipo 1 (modelo ABQ), tipo 2 (modelo SS\_1) e tipo 3 (modelo SS\_2). Globalmente, é possível observar que as três estratégias adotadas conseguiram captar satisfatoriamente a resposta em termos de força máxima ( $F_{max}$ ), sendo a rigidez inicial ( $K_i$ ) o parâmetro com resultados mais distantes da resposta experimental. Tanto a resposta experimental como as respostas numéricas caracterizaram-se por por duas fases distintas, nomeadamente um tramo inicial rígido elástico, seguido de um patamar predominantemente horizontal em regime não-linear. Verificou-se que a resposta do modelo SS\_2 apresentou uma resposta bilinear pura, justificada pela mobilização única das molas não-lineares.

A rigidez inicial  $K_i$  do modelo experimental foi assumida como uma rigidez secante, calculada no ponto correspondente a 40% de  $F_{max}$ , e observaram-se diferenças significativas face aos valores numéricos. Todas as estratégias de modelação apresentaram valores de  $K_i$  superiores ao valor experimental, variando entre +24% (SS\_1) e +114% (ABQ). O modelo SS\_2 apresentou uma variação intermédia de +31%, relativamente próxima da resposta do modelo SS\_1. Esta maior rigidez dos modelos numéricos pode estar associada a dois motivos: (i) simulação imperfeita (por defeito) do escorregamento dos varões de ligação, resultando numa maior rigidez global; e (ii) ligação à viga de fundação assumida como encastramento perfeito nos três modelos numéricos, quando na realidade pode ter uma flexibilidade não desprezável, resultando igualmente numa maior rigidez global. Contudo, na publicação relativa ao estudo experimental não foi apresentada informação que permita esclarecer com exatidão as razões que conduziram a esta variação entre os resultados experimentais e os

resultados numéricos. É necessário conduzir estudos experimentais complementares para analisar as explicações avançadas e, eventualmente, propor uma nova estratégia numérica que simule com maior precisão o escorregamento dos varões de ligação entre elementos pré-fabricados.

No que diz respeito ao ponto de transição entre o tramo linear elástico e o patamar não-linear, designado por ponto de cedência, observaram-se algumas diferenças que importa discutir. Por exemplo, para a força correspondente ao ponto de cedência ( $F_y$ ), observou-se uma variação entre +1% e -10%, obtidos pelos modelos SS\_2 e SS\_1, respetivamente. Quanto ao deslocamento correspondente a este ponto ( $d_y$ ), registaram-se variações mais expressivas, nomeadamente -69% a -31% para o modelo ABQ e SS\_2, respetivamente. Uma vez mais, a variação associada a este parâmetro de resposta pode estar relacionada com os motivos identificados para a variação da rigidez inicial.

Relativamente à força máxima ( $F_{max}$ ), o modelo ABQ obteve o melhor resultado (-1%), seguido do modelo SS\_1 (-1.5%) e, finalmente, o modelo SS\_2 (-6%). No entanto, o deslocamento correspondente à ocorrência de  $F_{max}$ , designado por  $d_{max}$ , varia moderadamente de acordo com a o tipo de modelação numérica. O modelo ABQ obteve a maior diferença relativamente ao modelo experimental, aproximadamente -30%, justificado pelo início do esmagamento do betão na zona comprimida, resultando na degradação da resistência observada, afetando consequentemente do valor de  $d_{max}$ . Por outro lado, o modelo SS\_1 obteve a menor diferença relativa ao parâmetro  $d_{max}$ , sendo este apenas 6.1% inferior ao valor experimental.

Finalmente, importa salientar que a força correspondente ao último instante do ensaio ( $F_u$ ) não corresponde à força última associada à rotura do modelo, uma vez que o ensaio foi interrompido antes desse instante. Globalmente, todos os modelos captaram bem este parâmetro de resposta, com uma variação entre +1% (modelo SS\_1) e +4% (modelos ABQ e SS\_2). Na Fig. 3b é apresentado o rácio entre cada modelo numérico e a resposta experimental, observado nos diversos parâmetros de resposta.

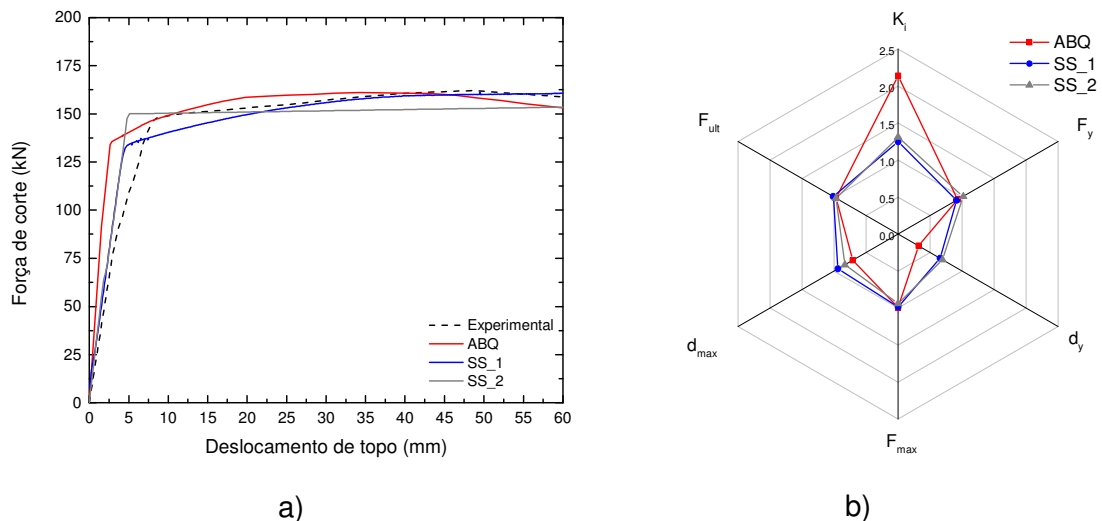


Fig. 3 – Comparação dos resultados experimentais e numéricos: a) força-deslocamento; e b) rácio entre resultados dos modelos numéricos e os resultados correspondentes do modelo experimental.

Após uma breve análise dos três tipos de modelação numérica deve ser salientado que, apesar da boa previsão dos diferentes parâmetros de resposta por parte da modelação numérica tipo 3, verificou-se que a resposta numérica fica totalmente dependente do comportamento da ligação. Concluiu-se que, independentemente da resistência à compressão do betão ou das armaduras da parede, este tipo de modelação apenas

consegue captar o dano e a resistência da parede através das características da ligação. Esta é uma limitação evidente que não foi observada nos restantes tipos de modelação numérica.

#### 4. ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste ponto, apresentam-se e discutem-se os resultados de um estudo paramétrico, conduzido para avaliar a influência dos parâmetros, a seguir indicados, na resistência lateral da parede: (i) resistência do betão à compressão; (ii) esforço axial reduzido; (iii) diâmetro dos varões de ligações; (iv) posição das ligações ao longo do eixo médio da parede; e (v) inclusão de uma terceira ligação e sua posição ao longo do eixo médio da parede.

Foram realizadas análises estáticas não-lineares *pushover*, utilizando a modelação numérica tipo 2, construído no programa comercial SeismoStruct. A parede de referência para este estudo é a utilizada na validação do modelo numérico SS\_1, descrita na secção 3.1.

No que diz respeito à variação da resistência do betão à compressão, observou-se um ligeiro aumento na resistência lateral da parede, passando de 160 kN para 167 kN, quando a resistência do betão à compressão é de 80 MPa (Fig. 4a). Foi possível notar que a máxima percentagem de variação relativa foi de aproximadamente 4%, tendo este parâmetro sido estimado através da comparação com a parede de referência. Este ligeiro efeito é justificado pela ausência de esforço axial na parede de referência, o qual influencia diretamente a posição da linha neutra, ou seja, a zona da parede sujeita a compressão. A redução da zona comprimida justifica a menor influência da resistência do betão à compressão. Em síntese: este parâmetro teve uma influência marginal na resistência da parede.

Relativamente ao esforço axial reduzido, foram analisados diversos níveis, variando entre 0 (parede de referência) até 1, tendo sido evidente uma influência significativa na resistência lateral da parede, conforme ilustrado na Fig. 4b. A resistência lateral da parede aumentou progressivamente até um esforço axial reduzido de 0.67, onde foi registado um valor de 854 kN, correspondente a uma variação relativa de +431%. Para valores superiores de esforço axial reduzido, observou-se uma diminuição progressiva da resistência lateral da parede até 668 kN, correspondente a uma variação relativa de +315%. Globalmente, foi possível observar que a variação relativa para todos os níveis de esforço axial reduzido foi sempre positiva, tendo sido crescente até  $v=0.67$  e decrescente para valores de esforço axial reduzido superiores. O esforço axial revelou-se assim crucial para conferir maior resistência à parede, o que permite concluir que este deve ser analisado cuidadosamente durante a fase de conceção e dimensionamento, em particular de que forma pode afetar o comportamento global da estrutura.

Quanto ao diâmetro dos varões usados nas ligações, foram analisados seis diâmetros adicionais, para além daquele utilizado na parede de referência, nomeadamente 12, 16, 20, 25, 32, 36 e 40 mm. Na Fig. 4c, pode-se observar um aumento linear na resistência da parede à medida que o diâmetro da ligação aumenta, variando de 42 até 374 kN para os diâmetros entre 12 e 40 mm, respetivamente. Naturalmente, para o menor diâmetro estudado, observou-se uma variação relativa negativa de -74%, em contraste com o maior diâmetro, que registou uma variação de +133%.

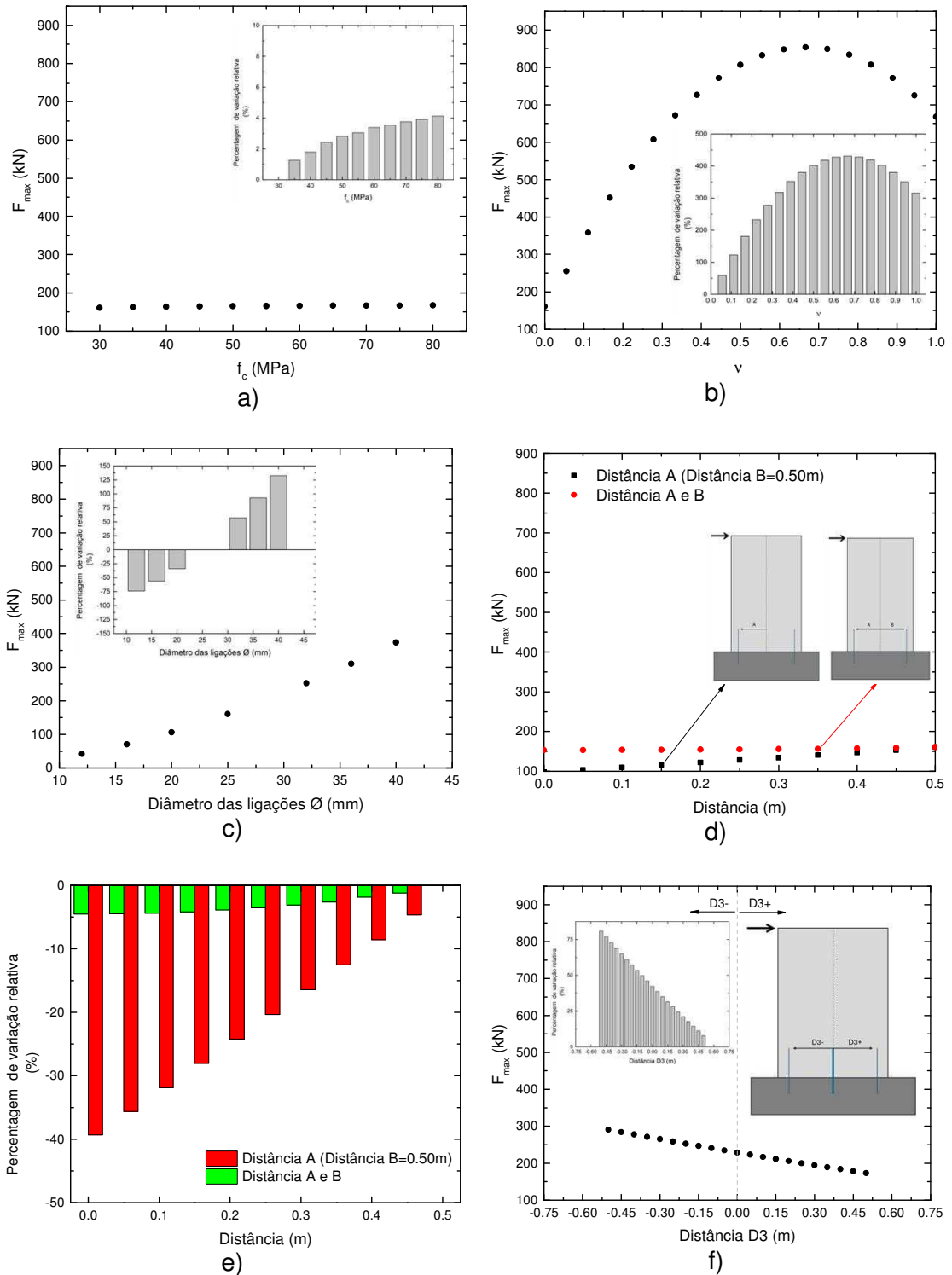


Fig. 4 – Resultado do efeito das seguintes variáveis: a) resistência à compressão do betão; b) esforço axial reduzido; c) diâmetro dos varões das ligações; d) localização das ligações; e) variação relativa associada à localização das ligações; e f) localização da ligação adicional.

Relativamente à localização das ligações ao longo do eixo médio da parede, foi estudada considerando duas abordagens distintas (Fig. 4d): (i) variando a posição da ligação correspondente à zona tracionada (dimensão A, cuja origem do referencial está alinhada com o centro geométrico da parede) e mantendo fixa a posição da outra ligação; e (ii) variando simultaneamente, e de forma simétrica, a posição de ambas as



ligações (dimensões A e B, cuja origem do referencial está alinhada com o centro geométrico da parede). Foi possível verificar que estas abordagens conduzem a influências diferentes: (i) a variação única na localização da ligação na zona tracionada, resultou numa redução de 160 para 98 kN, correspondentes às distâncias A de 0.50 m e 0 m, respetivamente. Este resultado é explicado pela diminuição do braço correspondente ao binário resistente da ligação na zona tracionada, enquanto a outra ligação na zona comprimida permanece na mesma posição; e (ii) a variação simultânea da localização das duas ligações teve um efeito praticamente nulo na resistência lateral da parede. Isto é justificado pela diminuição do braço correspondente ao binário da ligação na zona tracionada, simultaneamente e nas mesmas proporções com o aumento do braço correspondente ao binário na zona comprimida. A variação relativa máxima observada na variação tipo (i) foi de -4.5%, e na variação tipo (ii) foi de -39%, conforme ilustrado na Fig. 4e.

Finalmente, no que respeita à influência da inclusão de uma terceira ligação e da sua posição ao longo da linha do eixo médio da parede (Fig. 4f), observou-se um aumento linear na resistência lateral da parede à medida que a ligação se aproximou da zona mais tracionada (distância D3-), correspondendo a um aumento do binário resistente dessa ligação adicional. Verificou-se que a resistência lateral da parede aumentou para 290 kN quando D3 é igual a -0.50 m, representando uma variação relativa de +80%. Por outro lado, quando D3 é igual a +0.50 m, observou-se um ligeiro aumento na resistência lateral da parede para 173 kN, correspondendo a uma variação relativa de +7.8%.

## 5. CONCLUSÕES

As construções modulares pré-fabricadas em betão armado apresentam-se como uma solução eficaz para atender aos desafios atuais do setor da construção, viabilizando a construção, mais rápida e a custos controlados, de edifícios, assegurando ao mesmo tempo um adequado desempenho em termos de comportamento estrutural, durabilidade e sustentabilidade. A opção por ligações secas tem vindo a tornar-se cada vez mais competitiva neste tipo de construções, uma vez que permite minimizar os trabalhos necessários no local da obra e torna possível a sua desconstrução. Contudo, a caracterização do comportamento sísmico de estruturas com este tipo de ligações carece de estudos mais aprofundados.

Com base nesta motivação, o presente trabalho pretendeu abordar as questões-chave na simulação numérica de construções modulares pré-fabricadas sujeitas a ações sísmicas. Neste sentido, foram apresentados três tipos de simulação numérica utilizando os programas comerciais SeismoStruct e Abaqus. A validação destes foi realizada através da simulação numérica de um ensaio de corte à escala real, onde foram comparados os resultados numéricos e experimentais. Após a validação da eficácia de cada tipo de modelação numérica, foi realizado um estudo paramétrico, no âmbito do qual foram analisadas as seguintes variáveis: (i) resistência do betão à compressão; (ii) esforço axial reduzido; (iii) diâmetro dos varões de ligações; (iv) posição das ligações ao longo do eixo médio da parede; e (v) inclusão de uma terceira ligação e sua posição ao longo do eixo médio da parede.

A avaliação da precisão dos diferentes tipos de modelação numérica revelou não só resultados promissores, mas também novos desafios a abordar no futuro. A simulação numérica utilizando uma abordagem simplificada (modelo SS\_2) destacou-se pela boa concordância com a resposta experimental e pela reduzida exigência computacional e complexidade na simulação deste tipo de estruturas sob ações sísmicas. Encontraram-se diferenças relativamente à rigidez inicial que sugerem a necessidade de melhoria/correção na simulação do escorregamento dos varões de ligação. Importa igualmente salientar que, apesar da previsão precisa dos diferentes parâmetros de resposta obtidos pela modelação numérica tipo 3, adotada no modelo SS\_2, observou-se uma dependência total da resposta numérica em relação ao contributo da ligação.

Independentemente da resistência do betão à compressão ou do dimensionamento das armaduras da parede, este modelo apenas conseguiu captar o dano e a resistência da parede através das características da ligação. Esta limitação não foi observada nos restantes modelos numéricos.

O estudo paramétrico evidenciou a importância crítica do esforço axial na resistência global da parede. As variáveis relacionadas com a posição e diâmetro das ligações apresentaram variações lineares, sublinhando a necessidade de uma correta análise do efeito destas variáveis em fase de dimensionamento por forma a otimizar a capacidade resistente deste tipo de estruturas pré-fabricadas face a ações laterais.

Em síntese, este trabalho pretendeu contribuir para o desenvolvimento de metodologias robustas na previsão do comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas e destacar áreas críticas para futuras investigações, que possam promover avanços significativos na simulação numérica do desempenho destas construções.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento à unidade de investigação CERIS com a referência UIDB/04625/2020. Este artigo foi desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTechnologies | Modular systems” (C644876810-00000019), pelo consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pelo NextGenerationEU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] P. Negro, D. A. Bournas, and F. J. Molina, "Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Global response," *Engineering Structures*, vol. 57, pp. 594-608, 2013/12/01/ 2013, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.047>.
- [2] I. N. Psycharis, I. M. Kalyviotis, and H. P. Mouzakis, "Experimental investigation of the response of precast concrete cladding panels with integrated connections under monotonic and cyclic loading," *Engineering Structures*, vol. 159, pp. 75-88, 2018/03/15/ 2018, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.12.036>.
- [3] S. J. Menegon, J. L. Wilson, N. T. K. Lam, and E. F. Gad, "Experimental testing of innovative panel-to-panel connections for precast concrete building cores," *Engineering Structures*, vol. 207, p. 110239, 2020/03/15/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110239>.
- [4] R. Sousa, N. Batalha, and H. Rodrigues, "Numerical simulation of beam-to-column connections in precast reinforced concrete buildings using fibre-based frame models," *Engineering Structures*, vol. 203, p. 109845, 2020/01/15/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109845>.
- [5] Abaqus, "User's Manual. Providence, Rhode Island, USA: Dassault Systèmes. Simulia Corporation ABAQUS vs. 6.10.," 2010.
- [6] SeismoSoft, "SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," 2023.
- [7] A. Colombo, P. Negro, G. Toniolo, and M. Lamperti, "Design guidelines for precast structures with cladding panels," *JRC Technical Reports*, 2016.
- [8] H. Rodrigues, H. Varum, A. Arêde, and A. Costa, "Comparative efficiency analysis of different nonlinear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 11, no. 4, pp. 553-566, 2012/12/01 2012, doi: 10.1007/s11803-012-0141-1.
- [9] J. Mander, M. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988.

- [10] M. Menegotto and P. E. Pinto, "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," presented at the Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973.

## **DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS MODULARES EM AÇO**

**RITA PERES**  
Investigadora  
CONSTRUCT-FEUP

**CYRUS ESHAGHI**  
Aluno doutoramento  
CONSTRUCT-FEUP

**ELISA CERQUEIRA**  
Aluno doutoramento  
CONSTRUCT-FEUP

**JOSÉ MIGUEL CASTRO**  
Professor associado  
CONSTRUCT-FEUP

### **SUMÁRIO**

A rápida urbanização mundial e o crescimento populacional intensificaram a procura de técnicas de construção rápidas e eficientes. Entre as tendências emergentes na indústria da construção, os sistemas modulares produzidos em fábrica, transportados e montados no local, através de ligações intermodulares, tornaram-se atrativos. Este artigo fornece uma revisão abrangente das estruturas modulares, abordando conceitos gerais como unidades modulares estruturais, tipos e classificação de módulos, definição de sistemas híbridos, tipos de sistemas resistentes e ligações modulares. O artigo identifica desafios na construção modular, nomeadamente a falta de regulamentação para o seu dimensionamento, as dificuldades associadas ao manuseamento e transporte, e o desconhecimento do seu desempenho sísmico. É dada especial atenção ao dimensionamento e comportamento sísmico de sistemas modulares metálicos. É também apresentado um caso de estudo de um edifício modular metálico, dimensionado de acordo com as prescrições atuais do Eurocódigo 8. Discute-se se as abordagens de dimensionamento tradicionais serão as adequadas para este tipo de estruturas, bem como os aspetos mais relevantes que necessitam de investigação.

### **ABSTRACT**

The worldwide rapid urbanization and population growth have heightened the demand for fast and efficient construction techniques. Among the emerging trends in the construction industry, modular systems manufactured off-site and transported for on-site assembly using joint connections have garnered significant attention. This paper provides a comprehensive review of modular structures, addressing general concepts such as structural modular units, types and classification of modules, definition of hybrid systems, types of lateral resisting systems, and modular connections. The paper identifies challenges in modular construction, particularly the lack of design guidelines, difficulties associated with handling and transportation, and insufficient knowledge regarding their seismic performance. Special focus is dedicated to the design and seismic behaviour of steel modular systems. The paper includes a case study of a modular building designed according to the current specifications of Eurocode 8. The suitability of traditional design approaches is discussed, and specific research needs are identified.

**PALAVRAS-CHAVE:** Construção modular; dimensionamento sísmico, tipos de sistemas modulares; comportamento sísmico de estruturas modulares.

## 1. INTRODUÇÃO

A construção modular tornou-se uma tendência atrativa na indústria da construção e por isso evoluiu rapidamente nos últimos anos. Um edifício modular consiste em unidades pré-fabricadas conhecidas como "módulos" (Lawson et al, 2008). Esses módulos são construídos em fábrica, transportados e montados no local, sobre uma fundação devidamente preparada, para criar estruturas residenciais ou comerciais permanentes.

A construção modular encontra aplicações em apartamentos, escolas, hotéis, hospitais, escritórios e outros edifícios, desde que se verifique a repetição das unidades. Os donos de obra preferem a construção modular à tradicional devido à precisão e qualidade no fabrico das unidades, instalação rápida no local e redução de resíduos. Notavelmente, de acordo com Lawson et al. (2005), a construção modular contribui significativamente para a sustentabilidade, reduzindo resíduos em aterros, visitas de veículos de entrega, ruído, interrupções e acidentes registados comparativamente com a construção intensiva no local.

Apesar das vantagens da construção modular, a sua aceitação generalizada pela indústria da construção enfrenta limitações. As razões são principalmente a falta de diretrizes de dimensionamento devido à falta de conhecimento do comportamento dos seus sistemas estruturais e das respetivas ligações. Este artigo aborda esses desafios, oferecendo uma revisão abrangente das estruturas modulares e seus conceitos, como unidades modulares estruturais, tipos e classificação de módulos, definição de sistemas híbridos, tipos de sistemas resistentes às ações laterais e ligações modulares. A ênfase é colocada em estruturas modulares metálicas, com o objetivo de identificar os principais desafios no seu dimensionamento sísmico. O estudo inclui o dimensionamento de um edifício modular metálico de acordo com requisitos tradicionais de dimensionamento sísmico. O artigo discute se estas abordagens são ou não adequadas para o dimensionamento deste tipo de estruturas e identifica necessidades essenciais de investigação para avançar na compreensão e implementação da construção modular em áreas sísmicas.

## 2. REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1. Conceitos gerais

Os edifícios modulares são construídos utilizando componentes e unidades pré-fabricadas em instalações fora do local. Estas unidades pré-fabricadas são designadas por módulos que são transportados e montados no local de construção para criar um edifício completo. Cada unidade pode ser totalmente equipada na fábrica com infraestruturas de abastecimento de água, drenagem de resíduos domésticos, pavimentação e iluminação. Os edifícios modulares encontram aplicações em vários setores, incluindo apartamentos, hotéis, escolas, hospitais, escritórios, residências de estudantes e outras estruturas onde as unidades repetitivas são preferidas.

Esta técnica de construção não é um conceito novo e tem sido amplamente utilizada nos Estados Unidos, Japão, Suécia e Reino Unido e, mais recentemente, tem ganho popularidade na Austrália, Alemanha, Países Baixos, China e Hong Kong. Nos últimos anos, estruturas modulares têm sido amplamente utilizadas na construção de edifícios de baixa altura e até mesmo aplicadas na construção de arranha-céus, atingindo até 44 andares de altura [1].

A Figura 1 ilustra dois dos primeiros edifícios pré-fabricados construídos no Reino Unido [2], (a) o edifício Murray Grove em Hackney, concluído em 1999, e (b) o edifício Lillie Road em Fulham, concluído em 2003.

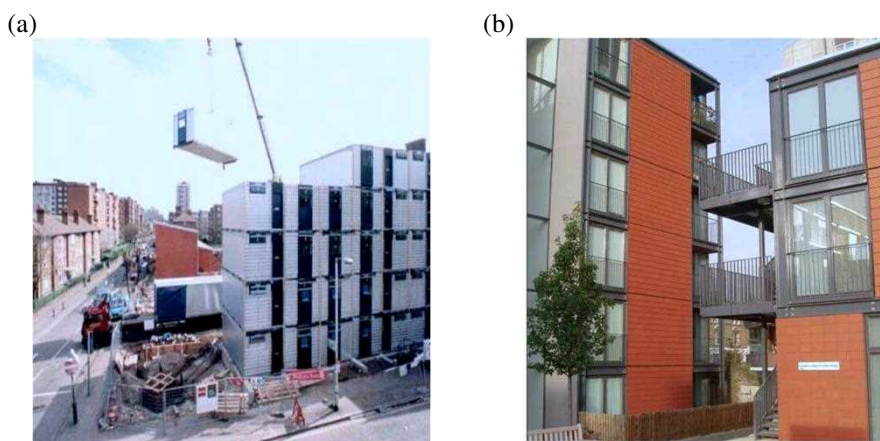


Fig. 1 – Exemplos de dois dos primeiros de edifícios modulares fabricados no Reino Unido [2]

Uma unidade modular estrutural atua como a componente principal de suporte num edifício modular. Dependendo do nível de pré-fabricação, os sistemas estruturais usados na construção pré-fabricada são classificados como sistemas 1D de componente único, sistema 2D de painel, e sistema volumétrico 3D. O sistema 1D envolve componentes únicos montados no local, enquanto os sistemas pré-fabricados 2D e 3D são sistemas modulares volumétricos. O sistema de painel 2D requer mais trabalho no local, tornando-o mais complexo devido a um maior número de montagens no local e complexidades associadas. Em contraste, o sistema modular 3D permite que 95% do edifício seja pré-fabricado fora do local antes do transporte e montagem no local de construção. Um sistema híbrido combina elementos tanto dos sistemas de painel 2D, como dos dos sistemas modulares 3D [3].

O comprimento típico de um sistema modular 3D geralmente varia entre 6 a 12 metros, com um peso de 15 a 20 toneladas para módulos de aço e 20 a 35 toneladas para módulos de betão [4]. No entanto, o tamanho de um módulo é principalmente limitado pelos requisitos de elevação e transporte, que são os principais fatores que condicionam a estimativa do tamanho do módulo e do peso de elevação.

Dependendo do mecanismo de transferência de carga, os módulos podem ser classificados em três categorias [5]: i) módulos continuamente suportados, ii) módulos suportados por estrutura e iii) módulos que não suportam carga.

Os módulos continuamente suportados transferem a carga através das paredes laterais, proporcionando suporte contínuo, com montantes metálicos colocados em intervalos regulares formando paredes em quatro lados. As cargas laterais são transferidas para os núcleos de paredes de betão e sistemas de contraventamento, bem como para as paredes laterais do próprio módulo. Os módulos continuamente suportados geralmente estão limitados a edifícios de até quatro andares.

Nos módulos suportados por estrutura, as cargas são transferidas através de vigas de extremidade do módulo para os pilares de canto, geralmente utilizando secções tubulares ocas metálicas dimensionadas para suportar forças de compressão, tração e flexão. Os módulos suportados por estrutura são amplamente utilizados na prática atual.

Os módulos que não suportam carga são ineficazes na transferência de cargas e, por isso, são apoiados noutros módulos ou noutros elementos estruturais. Esses tipos de módulos são geralmente usados para funções específicas de construção, como escadas, casas de banho ou cozinhas.

Os materiais utilizados nos edifícios modulares são os mesmos dos edifícios tradicionais, mas oferecem melhor qualidade, pois os componentes são fabricados em

ambientes controlados. Os principais materiais usados nos módulos são o alumínio, a madeira, o aço e o betão, devido à sua alta qualidade e economia de produção. Cada material tem as suas vantagens e limitações, e a seleção de materiais para a fabricação de componentes estruturais depende das configurações do edifício.

Os módulos metálicos oferecem benefícios em termos de flexibilidade na arquitetura, pois proporcionam vãos longos, com elementos normalmente mais leves e sistemas de ligação simples, quando comparados com módulos de betão. Paredes divisórias e sistemas de piso leves (por exemplo, lajes mistas) são frequentemente integrados nos módulos metálicos para estabelecer um bom isolamento térmico e acústico, proporcionando um sistema de construção modular metálico completo.

A aplicação de uma variedade de componentes estruturais e materiais, em vez de um único tipo de módulo, é ideal para edifícios modulares. Lawson *et al.* [1] explicaram que o uso misto de módulos, painéis e estruturas de aço é mais adequado e económico na construção de um edifício adaptável. Edifícios híbridos com módulos de aço e madeira são os mais comuns [6]. No entanto, existem vários exemplos de edifícios modulares híbridos utilizando diferentes tipos de materiais.

## **2.2. Resistência lateral de sistemas modulares**

O desempenho estrutural dos edifícios modulares quando sujeitos a ações laterais depende fortemente das ligações e características do edifício, como a capacidade de deformação e dissipação de energia. Para resistir adequadamente a cargas sísmicas e ao vento, é necessária a inclusão de sistemas adicionais de resistência lateral. Os sistemas mais comuns incluem contraventamentos metálicos, paredes resistentes de betão ou núcleos de paredes de betão e isolamento de base.

Os contraventamentos metálicos podem ser integrados ao nível dos pisos e das paredes dos módulos para transferir cargas e melhorar a resistência à torção. Os núcleos de paredes de betão podem ser incorporados nas caixas de escadas e elevadores. O sistema de núcleo envolve a construção de núcleos de betão armado usando técnicas convencionais ou modulares, mas a integração de núcleos com diafragmas horizontais não rígidos em edifícios modulares pode ser desafiadora [7]. O isolamento de base reduz a frequência estrutural, minimizando as forças dinâmicas e garantindo um deslocamento uniforme da superestrutura.

As ligações desempenham um papel crucial na integração das várias componentes modulares discretas de forma a garantir a coesão da estrutura. Os módulos devem ser dimensionados para resistir às cargas gravítica, sísmica e do vento de forma a garantir um sistema modular estruturalmente eficiente. Para tal, é necessário dotar o sistema de ligações que garantam não só a integridade estrutural dos módulos, mas também do sistema estrutural global, especialmente em regiões de alta sismicidade, onde estabilidade, integridade estrutural geral e segurança são primordiais. Além dos requisitos estruturais, as ligações devem atender a necessidades funcionais como isolamento acústico, estanquidade à água e isolamento térmico.

Para edifícios modulares metálicos [5], as ligações podem ser classificadas como intramodulares, intermodulares, de módulo com a estrutura e de módulo com a fundação. As ligações intramodulares unem os elementos (colunas, vigas, painéis) dentro do módulo, enquanto as ligações intermodulares fazem a junção de dois módulos adjacentes ou verticais. Para módulos metálicos, as ligações intermodulares mais comuns materializam-se através blocos de ligação e técnicas de aparafusamento. No que diz respeito a ligações de módulos com a fundação, destaca-se a proposta de Park *et al.* [8].

## 2.3. Desafios estruturais relevantes

### 2.3.1. Falta de normas de dimensionamento

A abordagem de dimensionamento atual para sistemas modulares geralmente segue os princípios tradicionais, nomeadamente a verificação de estados limites, considerando aspetos de estabilidade e resistência. Os projetistas frequentemente seguem os códigos e normas de dimensionamento de estruturas monolíticas convencionais no dimensionamento de edifícios modulares. No entanto, as cargas de projeto na construção modular são diferentes das cargas na construção monolítica tradicional devido ao processo de fabricação e à introdução de efeitos de carga de curto prazo durante as montagens no local. Essas variações podem afetar o mecanismo de transferência de carga [9].

Para garantir a segurança, os projetistas devem considerar todas as potenciais combinações de ações que possam surgir durante o fabrico, transporte, montagem ou pós-construção ao longo da vida útil do edifício. Além disso, devem ser considerados os efeitos das imperfeições geométricas, das tolerâncias e da instalação de forma mais detalhada na fase inicial do processo de dimensionamento. Verifica-se, assim a necessidade de desenvolver diretrizes de dimensionamento especificamente adaptadas às estruturas modulares.

### 2.3.2. Manuseamento e transporte

Os módulos devem possuir resistência estrutural para transporte e manuseamento no local. Devem ser dimensionados tendo em consideração a localização e número de pontos de elevação, de forma a evitar fissuras nos painéis ou danos nos componentes. Para minimizar possíveis danos durante o transporte e manuseamento, um único envio para o destino é muitas vezes mais eficaz do que vários envios de menores dimensões. Em tais casos, o equipamento de manuseamento deve estar pronto para descarregar os módulos dos veículos e posicioná-los nos locais de destino [1].

Outro aspeto crítico da construção modular é a instalação. Também no processo de dimensionamento devem ter-se em conta aspetos relacionados com a instalação, nomeadamente a capacidade das gruas, a logística de transporte e acessos ao local. O estaleiro da obra precisa de espaço adequado para receber e armazenar os módulos após a entrega. O dimensionamento dos sistemas de ligação dos módulos pré-fabricados deve estar alinhado com as instalações no local e, para garantir a instalação eficiente destes, os trabalhadores devem ter acesso seguro e fácil aos pontos de ligação. Ferramentas e máquinas especializadas podem assegurar a precisão do posicionamento do módulo, minimizando erros humanos e criando um ambiente de trabalho mais seguro durante a instalação. No entanto, o uso de máquinas pode aumentar os custos de instalação, dependendo do tipo de construção [10].

### 2.3.3. Desempenho sísmico de estruturas modulares

Em todo o mundo, investigadores têm realizado estudos experimentais para avaliar o comportamento sísmico de vários sistemas de ligações intermodulares, nomeadamente Yang et al. [11, 12,13], Corfar et al. [14], Zhang et al. [15], entre outros.

No entanto, há uma lacuna na literatura em relação à avaliação do comportamento sísmico de sistemas modulares estruturais. Annan et al. [16] realizaram trabalhos experimentais para avaliar o comportamento sísmico de um sistema modular com contraventamentos. Foram avaliados parâmetros como a rigidez, ductilidade, capacidade cumulativa de dissipação de energia histórica e padrão de distribuição de forças do sistema. O comportamento do espécime foi comparado com um modelo



analítico com o objetivo propor uma técnica de modelação numérica deste tipo de sistema. Posteriormente, os mesmos investigadores desenvolveram estudos numéricos avaliando a vulnerabilidade sísmica de edifícios modulares metálicos [17].

Também se encontram na literatura alguns estudos numéricos relativos à avaliação do comportamento sísmico de módulos metálicos, através de análises não lineares estáticas e dinâmicas, realizados pelos investigadores Fathieh *et al.* [18], Gunawardena *et al.* [19] e Sanches *et al.* [20].

Recentemente, Wang *et al.* [21] propuseram um método de dimensionamento sísmico para edifícios modulares metálicos, com recurso à resistência lateral inerente de todos os módulos. O estudo incide sobre os efeitos da rigidez rotacional das ligações intermodulares, da distribuição da força de corte basal ao longo da altura da estrutura e os níveis de força considerados no dimensionamento sísmico. Os mesmos autores também apresentam estudos relacionados com o comportamento sísmico de edifícios modulares com núcleos de betão armado como sistemas resistentes a forças sísmicas [7].

Apesar da investigação realizada no passado, permanece um desafio significativo devido à escassez de investigação experimental sobre a avaliação do desempenho sísmico de módulos pré-fabricados. Esta lacuna no conhecimento representa uma dificuldade para a adoção generalizada da construção modular, especialmente em edifícios localizados em regiões de alto risco sísmico.

### 3. CASO DE ESTUDO

#### 3.1. Descrição do edifício selecionado

O edifício selecionado é um edifício residencial de estudantes, com as dimensões em planta de 44,8m por 10,7m. A planta e o corte do edifício são ilustradas na Figura 2. É um edifício de três andares com 24 apartamentos por andar. Cada apartamento (Figura 3) é composto por dois módulos metálicos: um designado como "módulo húmido", onde estão localizados a casa de banho e a cozinha, e o outro definido como "módulo seco", associado ao quarto.

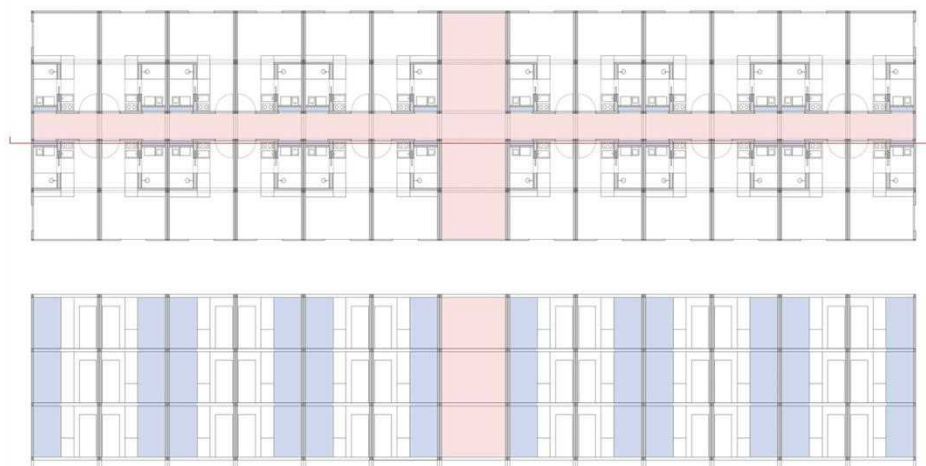


Fig. 1. Planta e corte do edifício.

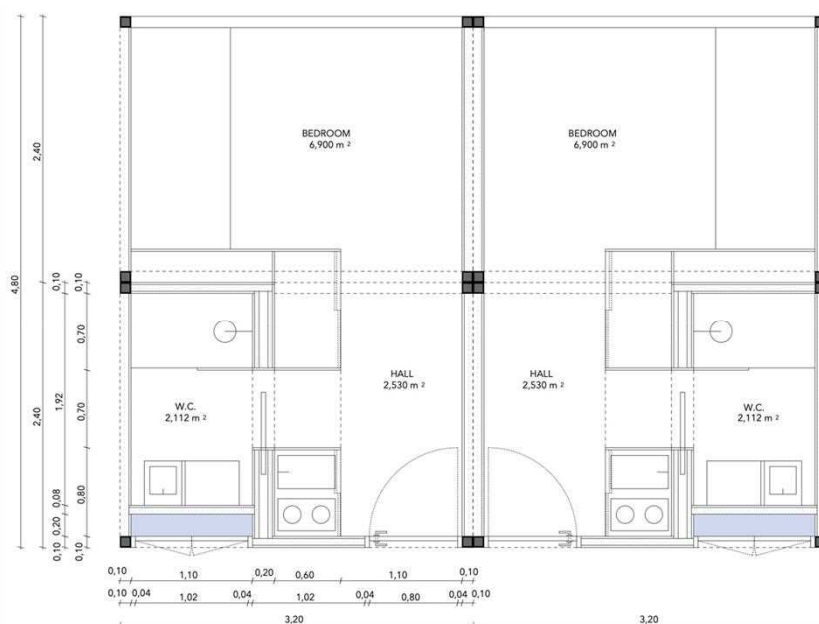


Fig. 3. Planta dos apartamentos (dimensões e pormenores dos módulos).

As dimensões, em planta, do módulo são as indicadas na Figura 3. A altura do módulo é de 2,4m e entre as lajes de teto e piso existe uma distância de 0.15m para acomodar a ligação intermodular.

### 3.2. Dimensionamento da estrutura do edifício

A estrutura foi dimensionada para resistir a cargas gravíticas, cargas associadas ao vento e cargas sísmicas, conforme o indicado nas normas europeias, nomeadamente nos Eurocódigos 1 e 8 [22, 23, 24]. As cargas permanentes e sobrecargas consideradas foram as apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1- Cargas permanentes e sobrecargas

Elementos estruturais		Cargas permanentes (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecargas (kN/m <sup>2</sup> )
Laje de piso	Laje de betão (0.10m)	2.45	
	Acabamentos de piso	0.75	2.00
	Paredes interiores	0.50	
Laje de teto	Laje de madeira (0.10m)	0.74	0.00
	Acabamentos de teto	1.00	
Laje do telhado	Laje de betão (0.10m)	2.45	1.00
	Acabamentos do telhado	1.00	
Paredes exteriores	Paredes de madeira (0.10m)	0.74	

As cargas associadas ao vento foram calculadas conforme indicado na Parte 1-4 do Eurocódigo 1 [23], com os parâmetros especificados no Anexo Nacional. A velocidade básica de referência do vento considerada foi de 30 m/s, que corresponde à velocidade mais elevada considerada no continente, pelo que se o edifício estiver localizado numa região com baixa sismicidade, o vento é a ação que governa o dimensionamento do sistema de resistência lateral.

A ação sísmica foi considerada de acordo com o Eurocódigo 8 [24] e o Anexo Nacional. Foram adotados o espectro de resposta do Tipo 1 e o tipo de solo B ( $S = 1,2$ ;  $T_B = 0,1s$ ;

$T_C = 0,6s$ ;  $T_D = 2,0s$ ) em três cidades de Portugal: Faro ( $a_{gR}=2,0$  m/s<sup>2</sup>), Lisboa ( $a_{gR}=1,5$  m/s<sup>2</sup>) e Porto ( $a_{gR}=0,35$  m/s<sup>2</sup>). O espectro de resposta de dimensionamento,  $S_d(T)$ , foi obtido a partir do espectro de resposta elástico dividido pelo fator de comportamento ( $q$ ).

As combinações de ações baseiam-se no Eurocódigo 0 [25]. O dimensionamento foi realizado em conformidade com os requisitos presentes nos Eurocódigos 3 e 8 [26, 24].

Para as cargas gravíticas, os módulos foram dimensionados partindo do pressuposto que as vigas e pilares podem ser materializados com seções metálicas tubulares ocas, soldadas nas suas extremidades. Em relação às ligações intermodulares, assumiu-se que a continuidade da coluna não é comprometida, o que significa que essas ligações são rígidas. Além disso, considerou-se que as lajes de piso e teto podem comportar-se como um diafragma rígido. O edifício foi modelado no SAP2000 [27] considerando um modelo “de linha central” (ver Figura 4). Devido a tolerâncias de construção, um grupo de pilares ou vigas de diferentes módulos não pode ser considerado como um elemento composto, apenas como um grupo de elementos onde a resistência do grupo é a soma das resistências dos elementos individuais. As ligações dos módulos com a fundação foram consideradas rotuladas.

Quanto ao dimensionamento sísmico, inicialmente assumiu-se que os módulos poderiam resistir à ação sísmica de forma independente e, uma vez unidos por intermédio das ligações intermodulares, poderiam comportar-se como pórticos resistentes (MRF). Os fatores de comportamento adotados para calcular a ação sísmica de dimensionamento para o estado limite último (ELU) foram 1.5 e 3. Para cumprir os critérios de “capacity design”, no dimensionamento dos pilares assumiu-se que, na ligação, a soma dos momentos resistentes nos pilares deve ser, pelo menos, 30% superior à soma dos momentos resistentes das vigas. Além disso, as colunas foram dimensionadas para resistir à combinação mais desfavorável de força axial e momento fletor, conforme indicado na seção 6.6.3 do Eurocódigo 8 [25].

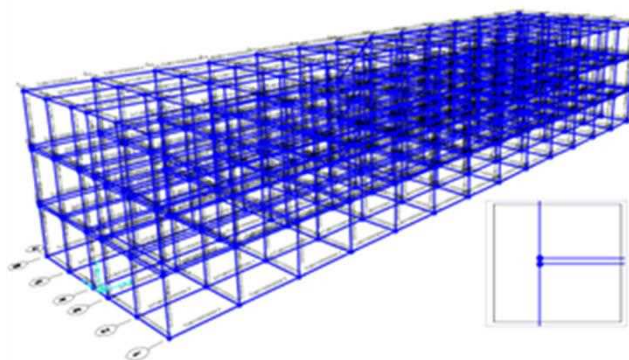


Fig. 4. Modelo SAP2000 e detalhe da modelação da ligação intermodular

No entanto, para as cidades de Faro e Lisboa, não foi possível cumprir com os critérios de resistência, efeitos P-Delta e limitação de danos (0,5% da altura do pavimento) com secções de pilares e vigas de dimensão razoável face às dimensões dos módulos. Para a cidade do Porto, que se situa numa região de baixa sismicidade, todos os requisitos do Eurocódigo 8 foram cumpridos. O processo de dimensionamento foi, portanto, condicionado pelos critérios de estados limites último e de serviço (ELU e ELS) associados à ação do vento.

Para locais como Faro e Lisboa, é necessário incorporar nos módulos contraventamentos para resistência à ação sísmica (CBF). Os contraventamentos foram colocados em três locais diferentes nas direções dos planos x e y, conforme indicado na Figura 5. O dimensionamento sísmico foi realizado de acordo com o Eurocódigo 8,

adotando um fator de comportamento ( $q$ ) igual a 4. O processo de dimensionamento foi condicionado pelo critério de limitação de danos, com um limite estabelecido de 0,5% da altura do andar.

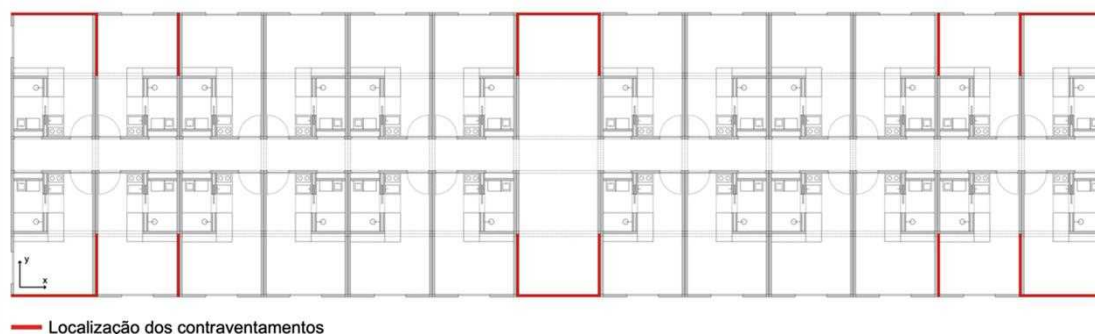


Fig. 5. Localização dos contraventamentos nas direções dos planos x e y do edifício

A análise dinâmica da estrutura do edifício, considerando o sistema de contraventamentos, forneceu as seguintes informações: os períodos fundamentais de vibração,  $T_1$  e  $T_2$ , são 0,59s na direção Y e 0,58s na direção X. Embora os modos de vibração não sejam puramente translacionais, a participação cumulativa de massa desses modos é de 89% na direção X e 90% na direção Y. O terceiro modo possui um período de vibração de 0,55s, mas com uma participação de massa muito baixa em ambas as direções.

O resumo do dimensionamento obtido para os diversos módulos é apresentado na Tabela 2.

Tabela 2- Resumo do dimensionamento

Elementos estruturais	Módulos gravíticos	Módulos resistentes ao vento (MRF)	Módulos sísmicos (CBF)
Pilares	SHS 50x5	SHS 10x10.8	SHS 10x10.8
Vigas de piso e teto	RHS 100x50x4.5	RHS 100x50x4.5	RHS 100x50x4.5
Contraventamentos em X			CHS 88.9X4.0
Contraventamentos em Y			CHS 60.3X2.6

### 3.3. Discussão

O caso de estudo seguiu as abordagens de dimensionamento estabelecidas para estruturas monolíticas convencionais, incorporando princípios tradicionais de dimensionamento de estado limite de estabilidade, utilização e resistência. Estes princípios foram aplicados assumindo que as ligações intermodulares garantem a continuidade vertical dos pilares e união das lajes de piso e teto de forma que estas se comportem como um único diafragma. Embora a primeira suposição tenha permitido o dimensionamento da estrutura como um sistema tradicional de pórticos resistentes (MRF), é importante observar que essa suposição não é absolutamente realista. A natureza da construção modular, visando minimizar o trabalho no local, incluindo soldagem, torna desafiante considerar as ligações intermodulares metálicas como totalmente rígidas. É imperativo estudar o comportamento das ligações intermodulares para avaliar não só o seu desempenho, mas também sua rigidez. Esta avaliação é crucial para incorporar esta característica de maneira eficaz no processo de dimensionamento.

Em relação ao dimensionamento dos pórticos resistentes (MRF), os critérios de “capacity design” também foram aplicados. No entanto, isso não significa que os

mecanismos plásticos sejam totalmente conhecidos, ou seja, que a formação das rótulas plásticas ocorra nas vigas de piso e teto em vez dos pilares.

A suposição de que tanto as lajes de piso como as de teto se comportam como um único diafragma garante que as forças horizontais sejam totalmente transmitidas entre as lajes dos módulos metálicos. Consequentemente, espera-se que os módulos com contraventamentos concêntricos (CBF) localizados nas extremidades e no meio do edifício em ambas as direções resistam eficientemente às cargas sísmicas. No entanto, é importante observar que essa suposição não é inteiramente precisa, como mencionado anteriormente, uma vez que as ligações intermodulares não são totalmente rígidas tanto vertical como horizontalmente.

Apesar de ter sido referido nas seções anteriores a necessidade de o dimensionamento de estruturas modulares tomar em consideração combinações de ações relacionadas com condições de manuseamento (elevação) e transporte (envios únicos ou diversos), essa consideração não foi abordada neste estudo. O foco principal foi identificar desafios associados à aplicação de princípios tradicionais de dimensionamento sísmico na construção modular.

#### **4. CONCLUSÕES**

A construção modular, com suas unidades pré-fabricadas montadas no local, está a ganhar popularidade em diversos setores de construção devido à qualidade aprimorada de fabrico das unidades, à instalação rápida, redução de resíduos e benefícios para a sustentabilidade.

Este artigo forneceu uma revisão abrangente de conceitos estruturais modulares, como unidades estruturais, classificação e tipos de unidades modulares, tipos de sistemas de resistência lateral e ligações entre módulos.

O caso de estudo destaca as dificuldades na aplicação de abordagens tradicionais de dimensionamento sísmico a estruturas modulares metálicas. As suposições sobre ligações intermodulares para dimensionar a estrutura modular como pórticos resistentes levantam questões sobre a adequabilidade destas abordagens no dimensionamento sísmico deste tipo de estruturas. Critérios de "capacity design" são aplicados, mas a falta de conhecimento sobre o comportamento de mecanismos plásticos envolvendo vigas de teto e piso é reconhecida. A suposição de comportamento de único diafragma para lajes de piso e teto e a eficiência de módulos com contraventamentos concêntricos também são discutidas, evidenciando a necessidade de investigação adicional sobre o desempenho das ligações intermodulares.

Em conclusão, embora a construção modular ofereça benefícios promissores, é necessária investigação para dar resposta a questões relacionadas com critérios de dimensionamento e desempenho sísmico de sistemas modulares e das suas ligações intermodulares, de forma a garantir a adoção generalizada e bem-sucedida destes sistemas na indústria da construção.

#### **5. AGRADECIMENTOS**

Este trabalho é apoiado pelo projeto "R2UTechnologies - sistemas modulares", contrato C644876810-00000019, projeto de investimento 48, financiado pelo Plano de Recuperação e Resiliência (PRR) e pela União Europeia – NextGeneration EU. Esta pesquisa também recebeu apoio do UID/ECI/04708/2019 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC).

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Ferdous W., Bai Y., Ngo T.-D., Manalo A., Mendis P. (2019). 'New Advancements, Challenges and Opportunities of Multi-Storey Modular Buildings – A State-of-the-Art Review'. *Engineering Structures* 183 (March): 883–93
- [2] Lawson R. M., Ogden R. G., Pedreschi R., Grubb P. J., Popo-Ola, S. O. (2005). 'Developments in Pre-Fabricated Systems in Light Steel and Modular Construction'. *The Structural Engineer*, Volume 83, Issue 6 (March): 28-35.
- [3] Boafo F, Kim J-H, Kim J-T. (2016). 'Performance of Modular Prefabricated Architecture: Case Study-Based Review and Future Pathways'. *Sustainability* 8 (6): 558.
- [4] Liew, J. Y. R., Y. S. Chua, and Z. Dai. (2019). 'Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings'. *Structures* 21 (Oct): 135–149.
- [5] Deng E.-F., Zong L., Ding Y., Zhang Z., Zhang J.-F., Shi F.-W., Cai L.-M., Gao S.-C. (2020). 'Seismic Performance of Mid-to-High Rise Modular Steel Construction - A Critical Review'. *Thin-Walled Structures* 155 (October): 106924.
- [6] Lawson R.M., Ogden R. (2008). "Hybrid" Light Steel Panel and Modular Systems'. *Thin-Walled Structures* 46 (7–9): 720–30.
- [7] Wang C., Chan T.-M. (2024). 'Quantifying Variation in Maximum Floor Accelerations of Modular Buildings under Earthquakes through Stochastic Nonlinear Structural Analysis'. *Thin-Walled Structures* 196 (March): 111454.
- [8] Park K.-S., Moon J., Lee S.-S., Bae K.-W., Roeder. C. W. (2016). 'Embedded Steel Column-to-Foundation Connection for a Modular Structural System'. *Engineering Structures* 110 (March): 244–57.
- [9] Murray-Parkes J., Bai Y., Styles A., Wang A. (2017), 'Handbook for the design of modular structures', Monash University: Melbourne, Australia.
- [10] Lawson R. M., Ogden R., Goodier C. (2014). 'Design in modular construction', CRC Press.
- [11] Yang C., Wang S., Wang X., Zhao B., Wang Q, Ou J. (2022). 'Seismic Behavior of Full-Scale T-Shaped Joints Connected by through-Tie Rod in MIC'. *Journal of Constructional Steel Research* 197 (October): 107498.
- [12] Yang C., Chen H., Wang X., Wang Q., Zhang Z., Ou J. (2023). 'Seismic Behavior of Novel Modular Structural Joint with Grouted Channel Connection'. *Journal of Constructional Steel Research* 205 (June): 107891.
- [13] Yang C., Wang X., Wang Q., Ou J. (2023). 'Seismic Performance of Cruciform Bolted Joints with Various Reinforcing Details in Modular Steel Construction'. *Engineering Structures* 285 (June): 116069.
- [14] Corfar D.-A., Tsavdaridis K. D. (2023). 'A Hybrid Inter-Module Connection for Steel Modular Building Systems with SMA and High-Damping Rubber Components'. *Engineering Structures* 289 (August): 116281.
- [15] Zhang G., Xu L., Li Z. (2023). 'Development and Experimental Verification of Self-Centering Haunched Plug-In Modular Connections'. *Journal of Structural Engineering*, Volume 149, Issue 5.
- [16] Annan C.D., Youssef M.A., El-Naggar M.H. (2009). 'Experimental evaluation of the seismic performance of modular steel braced frames'. *Engineering Structures*: 31(7), 1435–1446.
- [17] Annan C.D., Youssef M.A., El-Naggar M.H. (2009). 'Seismic Vulnerability Assessment of Modular Steel Buildings'. *Journal of Earthquake Engineering* 13 (8): 1065–88.
- [18] Fathieh A., Mercan O. (2016). 'Seismic Evaluation of Modular Steel Buildings'. *Engineering Structures* 122 (September): 83–92.
- [19] Gunawardena T., Ngo T., Mendis P. (2016). 'Behaviour of Multi-Storey Prefabricated Modular Buildings under Seismic Loads'. *Earthquakes and Structures* 11 (6): 1061–76.
- [20] Sanches R., Tao J., Fathieh A., Mercan O. (2021). 'Investigation of the Seismic Performance of Braced Low-, Mid- and High-Rise Modular Steel Building Proto-types'. *Engineering Structures* 234 (May): 111986.

- [21] Wang C., Chan T.-M. (2023) 'Seismic Design and Parametric Study of Steel Modular Frames with Distributed Seismic Resistance'. *Thin-Walled Structures* 182 (January): 110325
- [22] CEN (2002) EN 1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [23] CEN (2005) EN 1991-1-4, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [24] CEN (2004) EN1998-1-3, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [25] CEN (2002) EN1990, Eurocode: Basis of Structural Design, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [26] CEN (2005) EN1998-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- [27] SAP2000 (2005) Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures. Computers and Structures Inc, Berkeley, CA.

## DUCTILITY ASSESSMENT IN AN INNOVATIVE CLT CONNECTION

**ZABIH MEHDIPOUR**  
University of Minho,  
Guimarães, Portugal

**ELISA POLETTI**  
University of Minho,  
Guimarães, Portugal

**ANDRÉ C. FONTES**  
University of Minho,  
Guimarães, Portugal,

**PAOLO GROSSI**  
Rothoblaas srl  
Cortaccia, Italy

**RICARDO BRAZ**  
Rothoblaas srl  
Figueira, Portugal

**JORGE M. BRANCO**  
University of Minho,  
Guimarães, Portugal,

### SUMÁRIO

A avaliação da ductilidade de ligações madeira-aço e madeira-betão, assume essencialmente a mobilização da deformação plástica de parafusos inseridos na madeira. O comportamento elasto-plástico que ligadores metálicos esbeltos, como são os parafusos, permitem mobilizar na ligação à madeira, assegura ductilidade. Neste trabalho analisa-se a utilização do ligador RADIAL, desenvolvido pela Rothoblaas, para materializar a ligação de painéis CLT a pórticos de betão armado, funcionando como um exoesqueleto 2D no reforço sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado. Neste contexto, importa garantir que os modos de rotura asseguram ductilidade e que os modos de rotura frágeis, são evitados. Para o feito, apresenta-se uma primeira campanha experimental que visa avaliar o comportamento ao corte da ligação entre o RADIAL e a chapa metálica idealizada para materializar a ligação com o pórtico de betão armado. Os resultados aqui apresentados validam a hipótese de que a rotura pelos parafusos contribui para o comportamento dúctil geral da ligação, aumentando assim a sua deformação não linear e dissipação de energia, em comparação com outros modos de rotura observados noutros componentes do ligador.

### ABSTRACT

The assessment of ductility in timber-to-steel and timber-to-concrete connections primarily involves examining damage localized within structural timber screws. The elasto-plastic behavior that slender metal connectors, such as screws, have in timber connections ensures ductility. This work focuses on the use of a connector part of the RADIAL family, developed by Rothoblaas, to create the connection of CLT panels to reinforced concrete frames, working as a 2D exoskeleton in the seismic strengthening of existing reinforced concrete framed structures. In this context, it is important to ensure that failure modes ensure ductility and that brittle failure modes are avoided. To this end, a first experimental campaign is presented that aims to evaluate the shear behavior of the connection between the RADIAL and the metal plate designed to create the connection with the reinforced concrete frame. The results presented here validate the hypothesis that bolt failure contributes to the overall ductile behavior of the connection, thus increasing its nonlinear deformation and energy dissipation, compared to other failure modes observed in other connector components.

**Keywords:** Cross-laminated timber panels, CLT-steel connector, ductile design, failure mode, experimental campaign



## 1. INTRODUCTION

A vast census conducted in 2011 [1] showed that reinforced concrete (RC) buildings on average constitute 49% of all buildings in Portugal. Plus, around 60% of Portuguese RC building stock was built before the national seismic code (RSA) was introduced in 1983 [2]. Those buildings suffer from much damage in earthquakes, such as inadequate shear capacity of elements or structural joints, structural irregularities, and non-structural elements [3][4]. The latter specifically refers to masonry infilled walls, which are usually exposed to in-plane and/or out-of-plane failures, such as separation from the surrounding frame, diagonal cracks due to frame-panel interaction, sliding cracking, corner crushing, out-of-plane collapses, or overturning, mainly assumed as brittle ones [5][6].

Adding shear walls to the existing masonry infills not only prevents the need to demolish fragile walls but also improves the overall response of the building, changing the structural failure mode from brittle to ductile through the connections [7]. Cross-laminated timber (CLT) shear walls have recently been used for this purpose. The high in-plane and out-of-plane strength of the panels helps them remain almost undamaged, with local failure occurring primarily in the connections of the panels to the building [8]. In fact, during the lateral deformation of the building, the connectors transmit forces to the panels (up to their yielding strength), causing the panels to play a role in the overall behavior (strength and stiffness) of the building. Simultaneously, the connectors dissipate energy through the loading and unloading cycles. This reduction of the original elements in the building, due to the stiffness of the panels, along with the energy dissipated by the connectors, reduces damage to the building's structural and non-structural elements. Additionally, the panels, installed directly next to the existing infills, directly prevent in-plane and out-of-plane damage of the walls [9].

The characteristics of this connector must be defined by its ductility and the ability to dissipate seismic/cyclic energy, along with satisfying strength demands. Ignoring either of these aspects structurally disregards the primary reason why these panels are intended for use in retrofitting old buildings. Otherwise, connectors with limited strength capacities, such as common metal angle brackets commonly used in timber buildings, would fail during loadings, rendering the retrofit system useless [10]. Conversely, connectors with high stiffness and strength cause the panels to experience greater forces during the deformation of the frame. In other words, they lead the panels to have a higher involvement in the response, potentially surpassing the panels' strength or deformation capacity. However, later iterations of these brackets have been developed to offer higher ductility and strength in both tension and shear [11].

In this study, a new connection is introduced to link CLT panels to a steel plate. The results of this investigation can be applied to both RC/steel buildings infilled with masonry walls and reinforced by CLT panels, provided that the rupture does not originate from the frame. Otherwise, the results would be specifically relevant to the latter building. The tensile properties of the connection, including strength capacity, energy dissipation, and ductility - with a particular focus on the latter- are measured and discussed through both experimental and analytical approaches, including monotonic and cyclic tests. This connection is, in fact, a development of the connection designed and manufactured by the company Rothoblaas, primarily utilized in timber wall-to-wall or wall-to-slab connections.

## 2. RC-CLT CONNECTION

The connection to be discussed is an evolution of a specific connector, part of a group of connectors called RADIAL, which is manufactured for internal applications of timber products, e.g., slab-to-wall joints, as shown in Figure 1 (a). Radial is intended for joint timber members or panels for shear and tensile forces for timber-to-timber or timber to

steel/concrete. RADIAL can be connected to the CLT edge through up to six LBS 7x160 mm screws in different directions (Figure 1 (b)). One of the differences of this connector is its connection to the edge of panels and not the face.



Figure 1: RADIAL connector; (a) Main component, (b) Screw LBS

To adapt it for external applications, a 6-mm thickness plate, as shown in Figure 2, was designed based on Eurocode 3 [12] to connect it to the base plate:

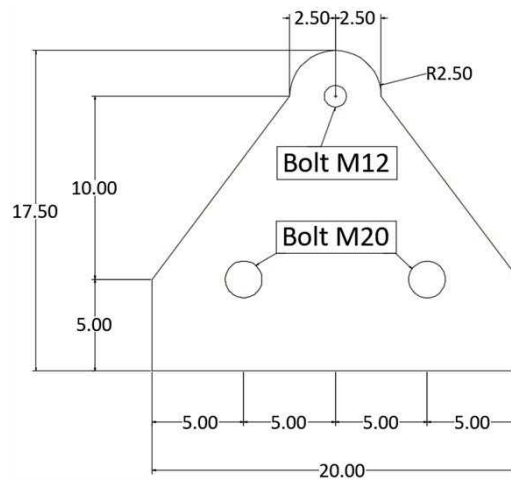


Figure 2: Triangular steel plate

Figure 3 schematically shows the entire connection used for attaching CLT panels externally added to a masonry-infilled RC frame, explaining how a CLT panel and a RC beam are connected together through the RADIAL and the triangular steel plate.

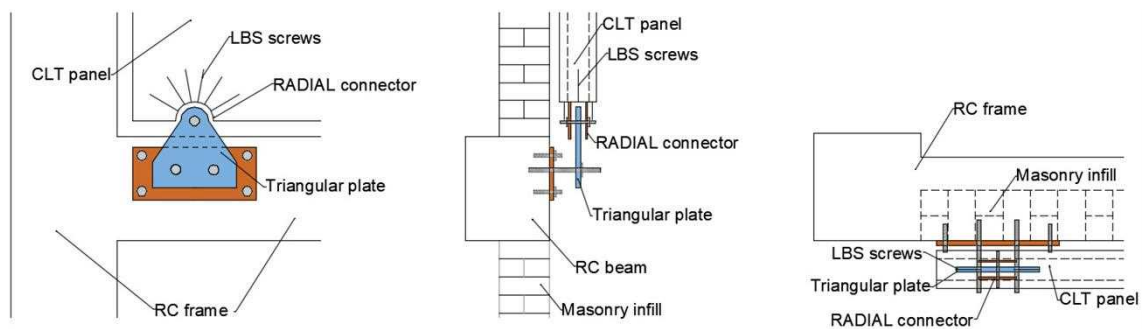


Figure 3: The connection in the RC frame

### 3. TEST SETUP AND PROTOCOLS

The CLT samples consist of three layers of Spruce (*Picea abies*) with thicknesses of 19, 40, and 19 mm, totaling a combined thickness of 87 mm. They have plan dimensions of 40 by 40 cm<sup>2</sup>. Figure 4 depicts the test setup.

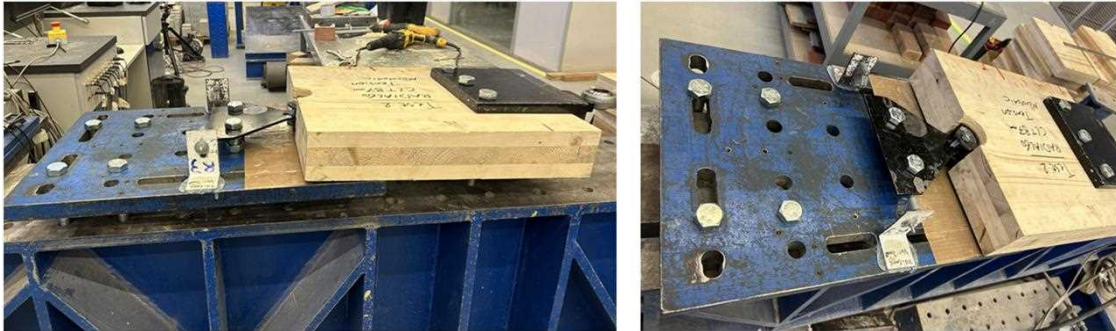


Figure 4: Test setup

As shown in Figure 5, the steel base plate (the thick blue plate) is connected to the frame's beam by four M20 bolts. This thick plate functions as the base plate, connecting the triangular plate to the RC/steel beam. Additionally, vertical supports are incorporated to prevent the specimen from undergoing vertical deformation. Furthermore, to connect the triangular plate and the base plate using two M20 bolts, two nuts are positioned inside, and two more outside. This arrangement is implemented to prevent any possibility of the bolts bending and concentrating damage solely around the RADIAL, which will be explained in more detail later.

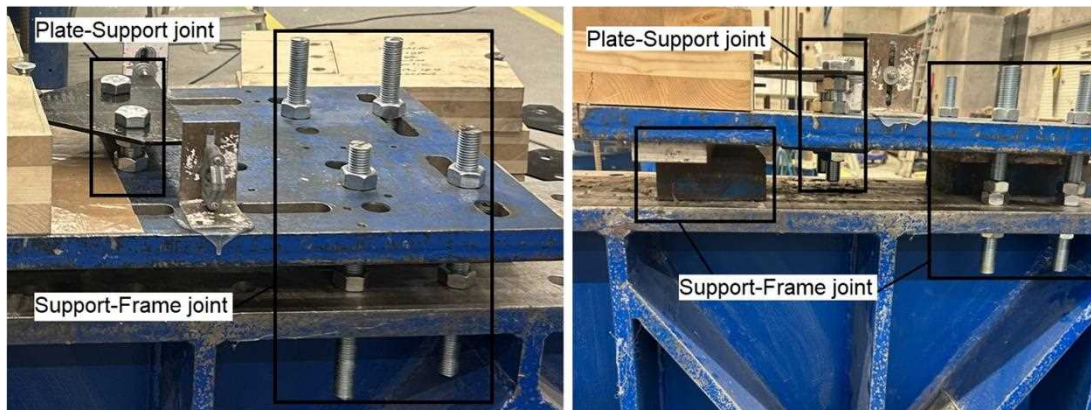


Figure 5: Joints between the plate, support and frame

Specimens are subjected to quasi-static displacement-based monotonic (pushover) and cyclic loading to measure the tensile capacity of the connector. The loading is applied through the connector depicted in Figure 6 (a). This connector is connected to the load cell in one direction (Figure 6 (b)) and is linked to the CLT specimen through 3 M20 bolts (Figure 6 (c)).

For the monotonic tests, the specimen is loaded at a speed of 20  $\mu\text{m/s}$  in accordance with EN 26891 [13]. In quasi-static cyclic loading, tensile tests are conducted at a speed of 0.1 mm/s. As per EN 12512 [14], the first and second cycles correspond to  $0.25V_y$  and  $0.5V_y$ , respectively. Subsequent cycles are repeated until failure in groups of three, progressing to a slip of  $0.75V_y$ ,  $1V_y$ ,  $2V_y$ ,  $4V_y$ , etc., where  $V_y$ , the yielding displacement, is determined from the monotonic tests to be 7.481 mm. In fact, it is calculated as the average value obtained from monotonic tests conducted on tests 6-7, where the bolt class is 10.9. Figure 7 illustrates the cyclic loading procedure.

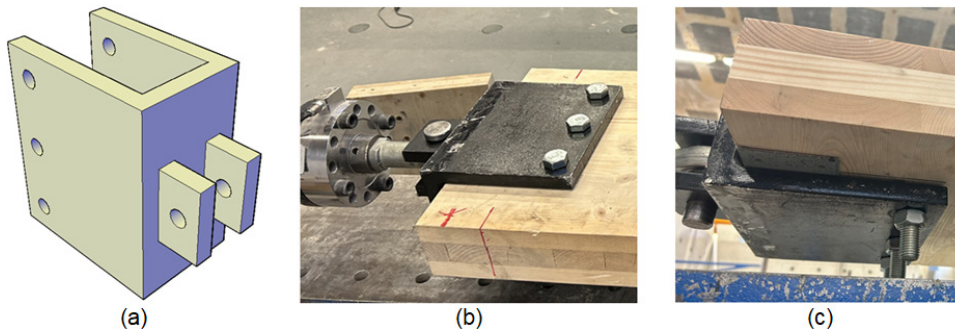


Figure 6: Loading of specimens; (a) Connector, (b) Load-cell to connector, (c) CLT to connector

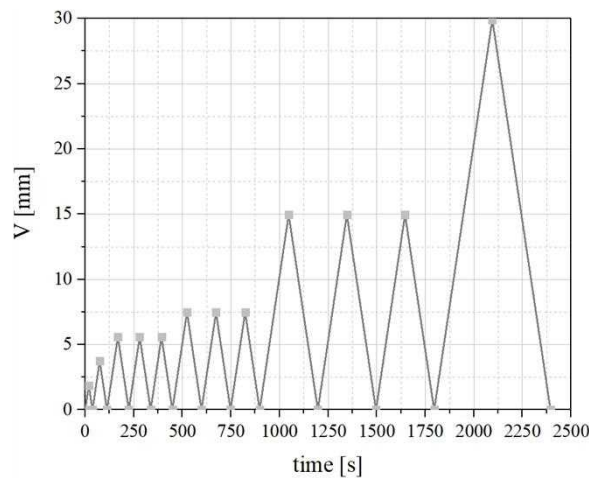


Figure 7: Cyclic loading procedure

As depicted in Figure 8, 5 Linear Variable Differential Transformers (LVDT) are incorporated into the tests. Two of them (LVDT 1 and 2), affixed to the steel base plate with a capacity of 50 mm, gauge the global displacement of the CLT. Another two (LVDT 3 and 4), fixed on the plate with a capacity of 10 mm, measure the relative displacement between the triangular plate and the CLT panel. The last one (LVDT 5), situated in the middle and attached to the plate with a capacity of 10 mm, monitors the relative displacement between RADIAL60 and the triangular plate.

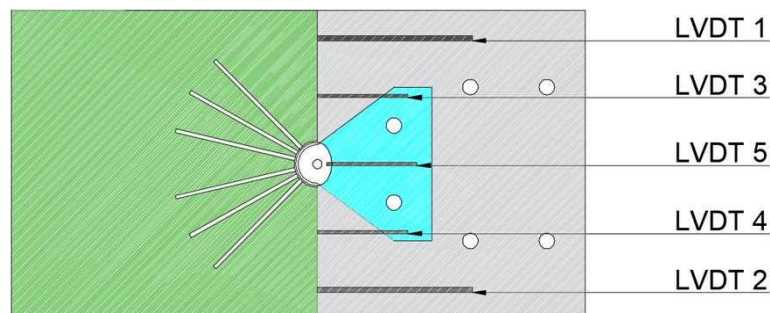


Figure 8: LVDTs arrangement

The number of screws to be used depends on the strength of all components of the connection to prevent brittle behavior. The parameters influencing the ultimate strength of the connector, considered in this study, include the number of screws, the number and locations of nuts in the bolt connecting RADIAL to the triangular plate, and the bolt connecting the triangular plate to the base. In the case of the latter, the initial test was conducted without a nut on the plate-support bolt. This test resulted in a bending failure

of the bolt, with a strength capacity approximately one-third of those equipped with nuts. To mitigate such failures, shift the damage from this bolt toward the RADIAL, and enhance the connector's capacity, nuts were added to the bolt for the remaining tests in the campaign. In addition to the initial test with an unfavorable result, 14 tests were conducted on the connector, varying in loading type, the number of screws, triangular-RADIAL bolt class with the number of nuts, as detailed in Table 1 and Figure 9.

Table 1: Detail of test setup of the tests

Test number	Test	Loading	Screws	Bolt class	Nuts number	Bolt detail
1	M1	Monotonic	6 LBS7x160	8.8	0	Figure 8 (a)
2	M2	Monotonic	6 LBS7x160	8.8	0	Figure 8 (a)
3	M3	Monotonic	6 LBS7x160	8.8	0	Figure 8 (a)
4	M4	Monotonic	6 LBS7x160	8.8	2	Figure 8 (b)
5	M5	Monotonic	6 LBS7x160	8.8	2	Figure 8 (b)
6	M6	Monotonic	6 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (c)
7	M7	Monotonic	4 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (c)
8	C1	Cyclic	4 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (d)
9	C2	Cyclic	4 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (d)
10	C3	Cyclic	4 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (d)
11	C4	Cyclic	4 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (d)
12	C5	Cyclic	5 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (d)
13	C6	Cyclic	6 LBS7x160	10.9	2	Figure 8 (e)
14	C7	Cyclic	6 LBS7x160	10.9	3	Figure 8 (d)

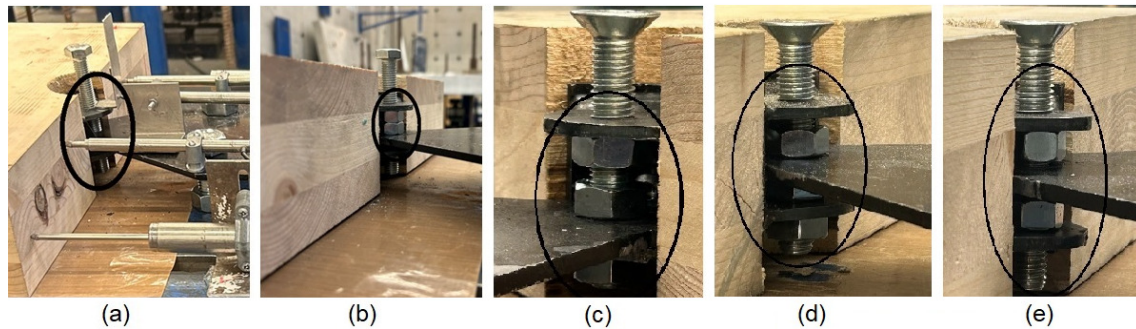


Figure 9: RADIAL differently fixed to CLT in tests

## 4. RESULTLS

### 4.1. Monotonic loading

The Force-Displacement curves for the connector in M1 to M7 under monotonic loading are illustrated in Figure 10.

According to EN 12512 [14], each force-displamcent curve is represented by an equivalent bilinear curve. The yielding point is the point where the first line, passing through the points with forces equal to 10% and 40% of the peak force, intersects the second line, passing through the peak force with a stiffness one-sixth of that of the first line (Figure 11). All vairables shown in the figure are presented in Table 2 for all tests.

In Figure 11 and Table 2,  $(V_y, F_y)$ ,  $(V_{max}, F_{max})$ , and  $(V_u, F_u)$  represent the displacement-force points for yielding, peak, and ultimate strength cases, respectively. Additionally,  $tg\alpha$  and  $tg\beta$  denote the linear and nonlinear stiffness of the equivalent bilinear curve. Finally,  $\mu$  represents the ductility, calculated as the ratio of ultimate slip to yield slip.

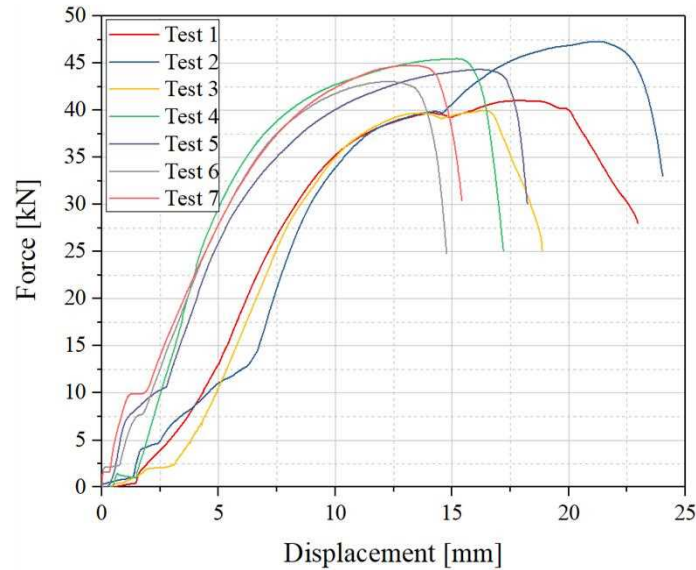


Figure 10: Force versus average displacement of the CLT specimen

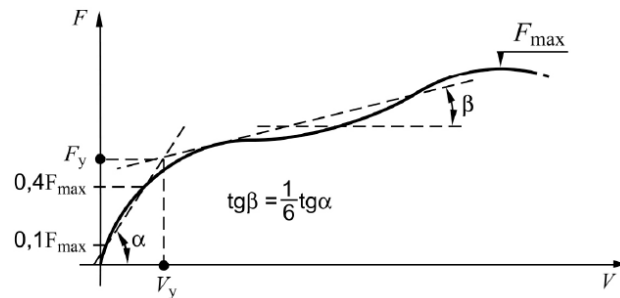


Figure 11: Equivalent bilinear curve

Table 2: Properties of the connector in monotonic tests

Test number	$V_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$V_{max}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]	$V_u$ [mm]	$F_u$ [kN]	$tg\alpha$	$tg\beta$	$\mu$
1	8.88	35.45	16.34	40.65	20.40	32.52	4.18	0.70	2.30
2	14.55	43.62	20.05	46.38	22.62	37.10	3.00	0.50	1.55
3	6.24	31.17	13.57	37.81	15.11	30.25	5.43	0.91	2.42
4	3.82	29.65	14.04	44.33	15.58	35.46	8.62	1.44	4.07
5	8.18	38.53	15.93	44.27	17.76	35.42	4.44	0.74	2.17
6	6.45	36.09	11.59	40.84	13.81	32.67	5.54	0.92	2.14
7	7.63	38.88	12.88	43.12	14.96	34.50	4.84	0.81	1.96
<b>Mean</b>	7.96	36.20	14.91	42.49	17.18	34.00	5.15	0.86	2.37
<b>CoV</b>	0.42	0.13	0.19	0.07	0.20	0.08	0.34	0.34	0.34

As can be seen from Figure 10, there were initial slips in the setup during loading due to adjustments of connectors. These slips were removed for the calculation of the properties in Table 2. It can be concluded from the table that the variations of displacements (yield, peak, and ultimate) are relatively high (42%, 19%, and 20%, respectively), while the variations of yield, peak, and ultimate force are relatively low, being 13%, 7%, and 8%, respectively. The other properties related to displacements, including stiffness and ductility, exhibit high variations (all 34%). The mean ductility that the connection provides, 2.37, is assumed to be of high ductility based on Eurocode 8 [15]. Also, the improvement made by nuts in M4-M7, either by adding the number or

increasing the class, significantly reduces the initial slippage that occurs during the test. By excluding this part, the curves are quite similar in terms of displacements, except for M2, which appears to exhibit hardening after yielding.

## 4.2. Cyclic loading

The Force-Displacement curve of the connector under cyclic loading for C1 to C7 is presented in Figure 12 (a), while their backbone curves are depicted in Figure 12 (b).

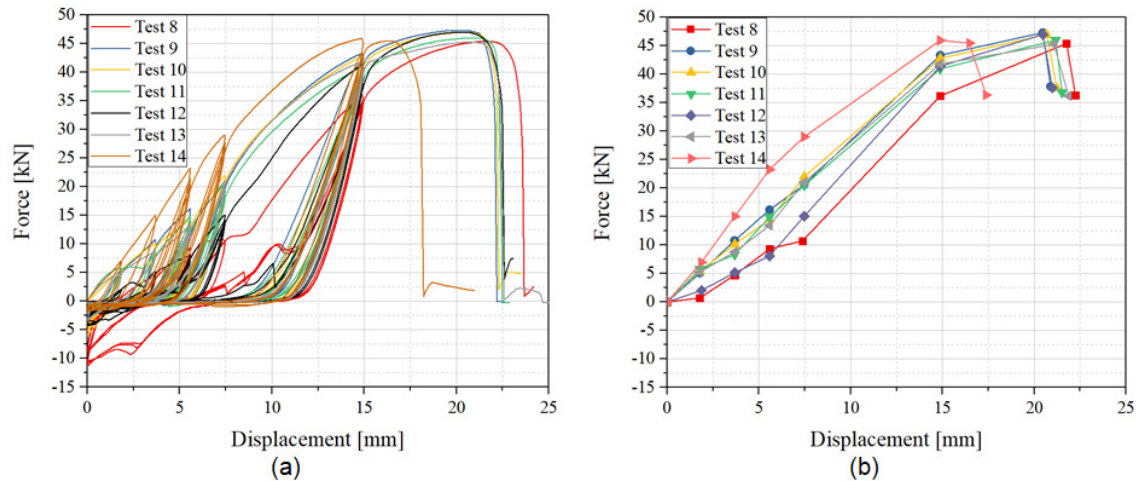


Figure 12: Force-Displacement of the connector; (a) Cyclic curves, (b) Backbone curves

The mechanical properties of the connector, extracted from the backbone curves following the methodology outlined in EN 12512 [14], are measured and presented in Table 3. The results prove that the connector's ductility or strength is not dependent on the number of screws that connect RADIAL to CLT because all damage occurred in RADIAL flanges, the triangular plate, and the bolt connecting them. Additionally, like in monotonic tests, variations in all key displacements are relatively higher than their equivalent forces, and both are less than those of monotonic values. Comparing the properties observed in the cyclic tests with those in the monotonic tests, the yield displacement doubled, ultimate displacement increased by 20%, strength increased by 10%, and both stiffness and ductility decreased by 45%. The explanation for the latter two changes lies in the first three variables. Specifically, the reduction in stiffness and ductility, calculated based on yield and ultimate displacement, as well as yield strength, is 45% and 40%, respectively. These calculated reductions closely match those directly observed from the tests. The specimen's displacement is determined by the displacement of RADIAL (or the triangular plate) and the longitudinal deformation of the screws. The elevated displacement during cyclic loading, particularly the yield displacement, can be attributed to potential deformations within the CLT specimen and around the screws. This is primarily a result of degradation normally occurring in consecutive cyclic displacements in terms of stiffness and strength, especially the former.

An important characteristic derived from cyclic analysis is energy dissipation, quantified as the area enclosed in the cyclic curves per EN 12512 [14] standards. The accumulated dissipated energy of each test is shown versus the displacement of the panel (average displacement of LVDT 1 and 2) in Figure 13. Except for the curve for C7, the variation in the remaining curves is small. In this test, 6 screws were used to connect RADIAL to CLT, and the M12 was fully equipped with nuts. In the rest, either 4 or 5 screws were adopted, or the nuts were not fully added to the bolt.

Table 3: Properties of the connector in cyclic tests

Test number	$V_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$V_{max}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]	$V_u$ [mm]	$F_u$ [kN]	$tg\alpha$	$tg\beta$	$\mu$
8	21.47	45.28	21.76	45.39	22.24	36.31	2.28	0.38	1.04
9	16.22	45.32	20.46	47.3	20.89	37.84	2.79	0.46	1.29
10	16.16	44.9	20.67	46.97	21.23	37.57	2.75	0.46	1.31
11	16.72	44.07	21.17	45.98	21.51	36.78	2.58	0.43	1.29
12	18.37	46.02	20.47	46.98	20.99	37.59	2.76	0.46	1.14
13	16.36	43.2	21.07	45.24	21.87	36.19	2.61	0.43	1.34
14	10.1	42.53	14.87	45.93	17.33	36.74	4.27	0.71	1.72
<b>Mean</b>	16.49	44.47	20.07	46.25	20.86	37.00	2.86	0.48	1.3
<b>CoV</b>	0.21	0.03	0.12	0.02	0.08	0.02	0.23	0.23	0.16

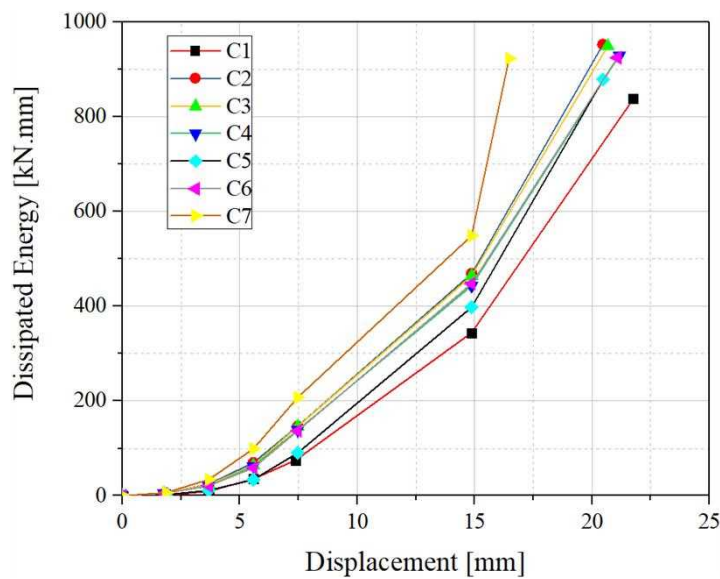


Figure 13: Accumulated total energy versus displacement

In detail, it can be shown for the triple cycles, which have a similar displacement limitation, which energy dissipation drops from the first to the third because of the impairment of strength. This parameter, which is, in fact, the difference in strength between the first and third cycles according to EN 12512 [14], is determined in Table 4 for the triple cycles with peak displacements of  $0.75V_y$ ,  $V_y$ , and  $2V_y$ . It is shown that the mean (12.41 kN, 6.69 kN, and 6.34 kN) and variation (44%, 43%, and 19%) of this strength from the first triple to the last one are decreasing. Also, C6 presents the least strength impairment compared to the others, possibly due to adopting the least number of nuts added to the M12 bolt (2 nuts).



Table 4: Impairment of strength [kN]

Test	$0.75 V_y$	$V_y$	$2 V_y$
C1	14.34	5.59	5.1
C2	22.46	3.82	5.26
C3	10.08	5.8	6.7
C4	14.34	11.84	6.69
C5	6.92	8.67	8.12
C6	6.28	3.7	5.09
C7	12.42	7.41	7.42
<b>Mean</b>	12.41	6.69	6.34
<b>CoV</b>	0.44	0.43	0.19

### 4.3. Failure modes

In the initial tests, where no nuts were added to the M12 bolt of the grade of 8.8, as shown in Figure 14 (a), the predominant damage observed was the bending failure of the bolt and the bearing of the triangular plate on the left side. Conversely, in the remaining tests, the failure mode shifted to the shear fracture of the plate and less bending of the bolt on the right side (Figure 14 (b)). In both instances, RADIAL flanges showed some bending deformation.

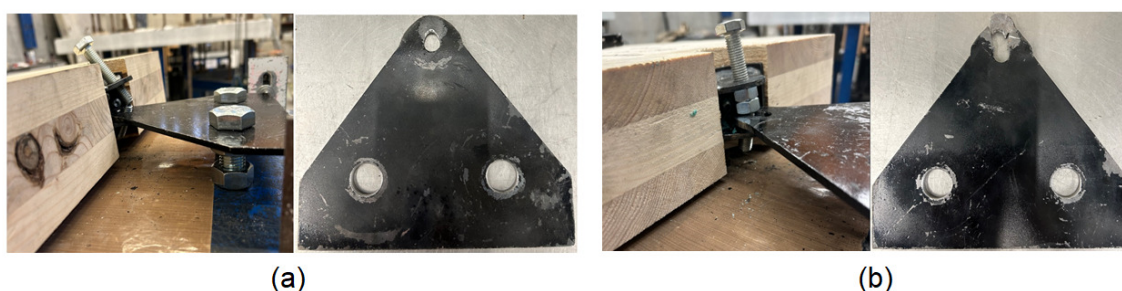


Figure 14: Failure in the connector; (a) M12 bolt with no nuts, (b) M12 bolt with nuts

One of the reasons that can justify the renovation of existing buildings by externally adding CLT is easy access to the damaged part of the systems and fast replacement of it. The only failure mode that satisfies this purpose is the failure of the plate, without any bending in the bolt and RADIAL flanges, or damage to the CLT panel and screws. Otherwise, if the bolt bends, resulting in the bending of the RADIAL flanges, the RADIAL would need replacement, and the screws would need to be extracted. This process takes more time and is not architecturally favorable. This failure mode occurs only when the RADIAL-plate bolt is made of steel grade 10.9, fully equipped with nuts, two inside and two outside the flanges and the plate is made of steel grade S275 or lower.

## 5. CONCLUSIONS

In this study a novel connection to be used to fix CLT to RC elements, by a steel plate, within the seismic reinforcement of existing RC buildings with external CLT panels, underwent monotonic and cyclic tests. The promising results obtained in this experimental campaign align with the expectations for this type of connection, designed to be ductile and capable of dissipating energy to minimize the external force transferred to the main building. The main outcomes can be summarized as follows:

- a. Ductility achieved through monotonic tests (2.14) is, on average, 50% higher than that obtained from cyclic tests (1.3). This conclusion stresses the importance of cyclic loading when ductility is needed.
- b. Using RADIAL-plate M12 bolts of the strength class 10.9 did not necessarily increase ductility compared to that of 8.8.
- c. In the test where nuts were added to the M12 bolt, ductility, and subsequently energy dissipation, increased due to a change in the failure mode of the connector from the shear crack of the M12 bolt to the net-section rupture (shear crack) of the triangular plate.
- d. Using a different number of screws (4, 5 or 6) has no effect on ductility and energy dissipation, as failure primarily occurs in RADIAL and the plate, not in the CLT panel.

In the next step of the research, the connection behavior supported on the RC slab will be evaluated to characterize its properties in the analysis of RC buildings reinforced by CLT panels.

## 6. ACKNOWLEDGMENTS

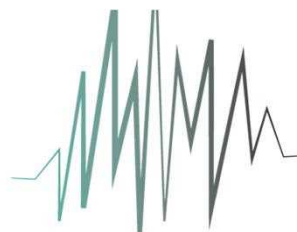
Funding for this research was made possible by the Foundation for Science and Technology (FCT) through a Ph.D. grant (reference number UI/BD/153681/2022). Our sincere thanks go to Rothoblaas for their indispensable support in designing, producing, and facilitating the transfer of the RADIAL connection to the University of Minho's laboratory, and Carpintaria Miguel Batista for providing the CLT specimens.

## 7. REFERENCES

- [1] Estatística Instituto Nacional de, "Estatísticas da Construção e Habitação," 2020, [Online]. Available: [url:https://www.ine.pt/xurl/pub/443821545%3E](https://www.ine.pt/xurl/pub/443821545%3E). ISSN 0377-2225. ISBN 978-989-25-0541-1.
- [2] RSA-83, "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifício e Pontes [Rules of safety and actions for building structures and bridge]," 1983.
- [3] D. Perrone, P. M. Calvi, R. Nascimbene, E. C. Fischer, and G. Magliulo, "Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 10, 2019, doi: 10.1007/s10518-018-0361-5.
- [4] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, and H. Varum, "A review of the performance of infilled rc structures in recent earthquakes," *Appl. Sci.*, vol. 11, no. 13, p. 5889, 2021.
- [5] G. Blasi, F. De Luca, and M. A. Aiello, "Brittle failure in RC masonry infilled frames: The role of infill overstrength," *Eng. Struct.*, vol. 177, pp. 506–518, 2018.
- [6] M. F. Paulo, M. F. Neto, J. E. Dias, and P. B. Lourenço, "Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads," *7th Int. Conf. amcm2011*, 2011.
- [7] P. D. Gkournelos, T. C. Triantafillou, and D. A. Bournas, "Seismic upgrading of existing reinforced concrete buildings: A state-of-the-art review," *Engineering Structures*, vol. 240. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112273.
- [8] M. Izzi, D. Casagrande, S. Bezzi, D. Pasca, M. Follesa, and R. Tomasi, "Seismic behaviour of Cross-Laminated Timber structures: A state-of-the-art review," *Engineering Structures*, vol. 170. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.060.
- [9] I. Sustersic and B. Dujic, "Seismic Strengthening of Existing Concrete and Masonry Buildings with Crosslam Timber Panels," *RILEM Bookseries*, vol. 9, pp. 713–723, 2014, doi: 10.1007/978-94-007-7811-5\_64.
- [10] Z. Mehdipour, J. M. Branco, I. Sustersic, L. G. Rodrigues, and P. B. Lourenço, "Masonry-infilled RC frames strengthened with cross-laminated timber panels," in *COMPdyn Proceedings*, 2021, vol. 2021-June.

- [11] G. D'Arenzo, W. Seim, and M. Fossetti, "Experimental characterization of a biaxial behaviour connector for CLT wall-to-floor connections under different load directions," *Constr. Build. Mater.*, vol. 295, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123666.
- [12] B. Standard, "Eurocode 3—Design of steel structures—," *BS EN*, vol. 1, no. 1, p. 2005, 1993.
- [13] BSI, "BS EN 26891:1991. Timber Structures - Joints Made With Mechanical Fasteners - General Principles For The Determination Of Strength And Deformation Characteristics," *Bsi*, 1991.
- [14] "EN 12512:2001. Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners."
- [15] H. Herrmann and H. Bucksch, "Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance," *Dict. Geotech. Eng. Geotech.*, vol. 1, pp. 486–486, 2014, doi: 10.1007/978-3-642-41714-6\_51761.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Reforço sísmico e  
energético de edifícios***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **A FRAMEWORK FOR INTEGRATED RETROFITTING OF EXISTING BUILDINGS**

<b>RITA COUTO</b> PhD Student IUSS PAVIA	<b>GIANROCCO MUCEDERO</b> Research Fellow IUSS PAVIA	<b>RITA BENTO</b> Full Professor IST / CERIS	<b>RICARDO MONTEIRO</b> Associate Professor IUSS PAVIA / FEUP
--	--	--	---

### **SUMÁRIO**

O parque habitacional europeu é caracterizado, simultaneamente, por significativa vulnerabilidade sísmica e baixa eficiência energética, evidenciando a necessidade de intervenções integradas para melhorar o desempenho sísmico e energético. Esta melhoria pode ser alcançada através de soluções de reforço com baixo impacto ambiental, integrando o aumento do desempenho estrutural com a eficiência energética. Metodologias de decisão multi-critério (MCDM) são usualmente empregues para identificar a solução ideal de reforço entre diversas alternativas viáveis, considerando uma série de variáveis de decisão (DVs) económicas, sociais e técnicas de interesse. O cálculo destas DVs pode ser realizado através de metodologias detalhadas, geralmente empregues em estudos de investigação, ou de abordagens orientadas para a prática, que são mais viáveis para profissionais. O presente estudo apresenta a comparação entre a utilização de duas abordagens distintas para a identificação da solução ótima de reforço, através da avaliação de um caso de estudo e considerando diferentes níveis de risco sísmico e condições climáticas.

### **ABSTRACT**

The European building stock is characterised, simultaneously, by high seismic vulnerability and low energy efficiency, thus requiring integrated interventions to improve both seismic and energy performances. This can be achieved through retrofit schemes with low environmental impact, capable of integrating increased structural performance with energy efficiency. Multi-criteria decision-making (MCDM) methodologies have been employed to identify the optimal retrofitting solution among several feasible alternatives. Such methods typically consider a range of economic, environmental, social and technical metrics that are assumed to be of interest to decision-makers. The estimation of these metrics can either be performed through detailed methodologies, generally employed in research studies, or practice-oriented approaches, which are more feasible for practitioners and decision-makers. In this paper, a comparison between detailed and simplified approaches to select the optimal combined retrofitting strategy is performed, through the assessment of a case-study building and considering different seismic hazard levels and climatic conditions.

**PALAVRAS-CHAVE:** Desempenho Sísmico, Desempenho Energético, Framework MCDM, Avaliação Integrada

## 1. INTRODUCTION

Recent earthquakes highlighted the vulnerability of the European building stock, which foresees buildings that have been constructed following outdated building codes and seismic standards, hence, lacking appropriate seismic resistance. Simultaneously, 75% of these buildings are energy inefficient, being responsible for 40% and 36% of the EU energy consumption and total CO<sub>2</sub> emissions, respectively. Consequently, a building renovation with a focus on reducing its seismic vulnerability and increasing its energy efficiency is highly necessary to promote wellbeing and economic growth, as well as to ensure that the EU energy and climate targets are met [1]. Until recently, renovation efforts and policies were mainly directed to the energy upgrading of buildings alone, without considering their structural integrity, because of the immediately evident benefits, through the reduced energy costs for heating/cooling. Nevertheless, if the structural integrity of the retrofitted building is not guaranteed, that same investment could be completely lost, in case of seismic events. Similarly, seismic retrofitting interventions alone could compromise thermal comfort if a building's energy efficiency is overlooked.

In this way, significant attention has been recently paid to the development and evaluation of combined seismic and energy retrofitting schemes, with a view to minimize economic losses and environmental impacts and promote building renovation. Among the recent research studies that have addressed the topic, some assessed the benefits of eliminating seismic and energy performance deficiencies of existing buildings through a single intervention [2]–[4] while others used combined interventions [5], [6].

For what concerns the combined interventions, as several structural and energy retrofitting options are available, it is crucial, in an optimisation sense, to use methodologies that can identify the most effective integrated retrofit solution. A multi-criteria decision-making (MCDM) approach can become extremely helpful to decision-makers and practitioners because it accounts for several decision variables to make decisions about retrofitting options. Its advantages in the selection of optimal retrofit interventions have been revealed by many studies [5], [7]–[11]. Most of the aforementioned studies make use of refined methodologies, currently used in the research field, to estimate the decision variables related to the seismic performance of the structure, rendering them computationally expensive and time-consuming, thus, unfeasible to be implemented by practitioners or decision-makers. In turn, simplified approaches that are already available in the literature, despite their inevitable approximative nature, may provide a more accessible and efficient way to evaluate the performance of existing buildings, favouring the adoption of the MCDM methods by practitioners, who usually need to make decisions in a short time with limited resources. In this paper, a simplification in terms of seismic assessment, of an already available MCDM framework, is presented. By selecting a case-study representative Italian school building [12], the reliability of the proposed simplified approach is measured through the comparison with the rankings of combined retrofitting alternatives obtained using a refined research-based approach and employing an available MCDM framework.

## 2. METHODOLOGY

The framework presented herein is a structured process for assessing, designing, and selecting retrofit solutions for buildings dealing with seismic and energy deficiencies, initially proposed by Clemett *et al.* in 2023 [5] and used in several studies [13]–[15]. Such a framework is employed to identify the optimal combination of seismic and energy retrofitting solutions for a building when several combinations are feasible.

Fig. 1 summarizes the 5 steps involved in this methodology. Initially, an assessment is conducted to identify the building deficiencies using research-based methodologies for

the seismic evaluation and commercial energy simulation tools, like Edilclima [16], for energy assessment. Following this, the design phase involves proposing retrofit solutions based on the identified issues. Performance evaluation is then carried out using the previously mentioned tools to quantify the effectiveness of each retrofitting option. The decision-making stage considers various factors including seismic and energy performance, environmental and social aspects (e.g., architectural impact and retrofitting duration), and technical considerations (such as specialized labour and foundation interventions). Finally, a multi-criteria decision-making process is employed in the selection phase to choose the optimal retrofit alternative and to rank all the selected alternatives.

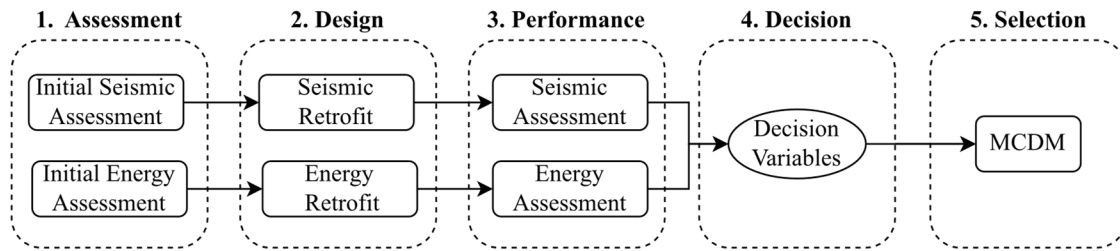


Fig. 1 – Overview of the proposed methodology

The highest computational burden is generally due to the quantification of certain decision variables (DVs), namely the annual probability of failure (APF), the expected annual loss (EAL) and the expected annual environmental impact (EAEI), which are obtained from the results of steps 1 and 3 in Fig. 1. Indeed, the research-based methodologies used to obtain these DVs are generally more complex than those used in the engineering practice field. Detailed seismic assessment is usually conducted using incremental dynamic analysis (IDA), cloud analysis (CA) or multiple-stripe analysis (MSA) to obtain the fragility parameters and, subsequently, the annual probability of failure (APF), while comprehensive performance-based loss estimation (component-based approach) is usually conducted following the PEER-PBEE methodology [17] or simplified tools (e.g., Storey Loss Functions [18]–[20], the DEAL approach [21]) to obtain the expected annual loss (EAL) and the expected annual environmental impact (EAEI). In turn, this paper showcases the use of simplified approaches to estimate the seismic performance DVs. In particular, the APF estimation carried out in the detailed methodology is replaced with the cloud-based capacity spectrum method (CB-CSM) [22], while, for the loss assessment, the simplified procedure outlined in the Italian guideline for seismic risk classification of constructions (Sismabonus) [23] is adopted, replacing the cumbersome component-based approach implemented in the PACT software [24]. The results derived from the detailed (D) methodology for high (H) seismic hazard and cold (C), moderate (M) and warm (W) climate locations will be referred to as D-H-C, D-H-M and D-H-W, respectively, while those from the simplified (S) methodology will be referred to as S-H-C, S-H-M and S-H-W.

## 2.1. Detailed approach

The detailed methodology follows a comprehensive performance-based seismic assessment and loss analysis through the PEER-PBEE methodology. The procedure initiates with the characterisation of the seismic hazard at the selected site, followed by a selection of suitable hazard-consistent ground motion sets. Then, nonlinear time history analysis is conducted on the structure under analysis, using the previous set of selected ground motions, through multiple-stripe analysis (MSA), which allows the quantification of the structural response. Through the MSA results, collapse fragility parameters are derived. This methodology quantifies the expected damage and loss, considering structural and non-structural components, which makes it necessary to develop an inventory of damageable components in the building, together with the



definition of their potential damage states, expected repair cost and environmental impact consequences. Finally, the detailed seismic loss assessment is performed through PACT (FEMA P-58) [17]. The outcomes of this assessment are the expected annual losses (EAL), the expected annual environmental impacts (EAEI) and the annual probability of failure (APF).

## 2.2. Simplified approach

The simplified methodology makes use of two freely available methods to estimate the AFP – Cloud-based capacity Spectrum Method – and EAL – Sismabonus.

### Cloud-based capacity Spectrum method

The cloud-based capacity spectrum method (CB-CSM) is a combination of two known methods, the capacity spectrum method (CSM) [25] and the cloud-based (CB) procedure [26] to estimate the collapse fragility parameters of a given structure. The method starts with the identification of the performance point (PP) of the structure by employing the CSM. Since multiple PPs can be obtained when applying the CSM, several recommendations on how to overcome this problem and select the most suitable PP are available [22]. In this study, in case of multiple PPs, the adopted PP was the one for which the absolute difference between the geometric average of spectral displacements over an appropriate range of periods (AvgSdk) and each obtained PP ( $|\text{AvgSdk} - \Delta\text{PP}|$ ) is minimum. This procedure leads to a cloud of Engineering Demand Parameter (EDP) vs Intensity Measure (IM) points for each analysed Single Degree of Freedom (SDoF) system, where the EDP is the target displacement corresponding to the PP calculated via CSM and the adopted IM is the geometric mean of the spectral accelerations (AvgSa) computed in the interval  $[0.2T_{el} - 1.5T_{el}]$ , with  $T_{el}$  being the elastic period of the structural system, as recommended in [22]. Based on the criteria selected to define the collapse limit state, the cloud data is divided into non-collapse (NoC) and collapse (C) points. Then, the collapse fragility parameters are calculated by applying the total probability theorem.

### Expected Annual Loss - Seismic Risk Classification (Sismabonus)

In Italy, a recent law decree [27] has introduced tax deductions for seismic strengthening interventions on existing buildings. This decree operates under a guideline known as Sismabonus, which outlines a procedure used to evaluate the seismic risk of buildings in Italy [23]. This classification system provides a simple method for practitioners to assess a building's initial seismic condition and estimate its expected yearly seismic losses. This estimation helps in evaluating the effectiveness of different retrofitting strategies in improving the building's seismic performance. Notably, the Sismabonus approach requires only nonlinear static analysis, making it a more practical and quicker method to evaluate seismic annual losses, when compared to approaches like the PEER-PBEE [17], which demand more detailed information about building components and site-specific seismic hazards. Furthermore, when compared to other available simplified procedures for estimating the EAL of a building, Sismabonus holds additional advantage as it is already in use within Italian engineering practice, even if recent findings show its loss estimations tend to be more conservative compared to the ones obtained with more refined methodologies [28], [29].

A brief overview of the procedure is presented next, whereas more details are provided in Cosenza *et al.* (2018) [23]. The seismic risk class of the building is assigned based on the minimum of two performance indices, namely the building safety index (SI-LS), associated to a life-safety Limit State (LS) verification, and the expected economic annual losses (EAL). The procedure starts with the computation of the pushover curves in the two horizontal directions and the assessment of two damage limit states: Damage Limitation (DLLS) and Life Safety (LSLS). The attainment of each limit state is then evaluated according to the current Italian building code [30]. To estimate the first index (SI-LS), it is necessary to calculate the capacity peak ground acceleration ( $\text{PGA}_C$ ), which

is defined as that required to cause the building to attain the LSLS, and demand peak ground acceleration ( $PGA_D$ ), which corresponds to the design PGA at the building location, according to the hazard map, affected by the site amplification factor [30]. The second index (EAL) is estimated by computing the performance of the building for different return periods ( $Tr$ ) (expressed in terms of the mean annual frequency of exceedance,  $\lambda = 1/Tr$ ) and the associated repair costs (expressed as a fraction of the Reconstruction Cost: %RC). The %RC assumed in Sismabonus was calibrated from the actual repair costs observed during the reconstruction process after the 2009 L'Aquila earthquake, thus corresponding to the specific features of typical Italian buildings. The loss curve is hence defined by the points ( $\lambda$ , %RC) representative of each limit state, while the area below the curve represents the EAL (expressed in percentage of the building replacement cost). Once both indices are assessed, the minimum of the SI-LS and EAL classes determines the overall seismic risk class of the building.

### 3. APPLICATION TO THE CASE-STUDY BUILDING

The selected case-study school building is a reinforced concrete (RC) moment-resisting frame (MRF) with unreinforced masonry (URM) infills [31], constructed between the 1960s and 1970s and representative of the Italian school buildings. The building has two aboveground storeys, with roughly 630 m<sup>2</sup> each and inter-story heights of 3.75 and 4.25 m, on the first and second floor, and a small partial basement at the east end. The structural system consists of two-way RC MRFs in the longitudinal and transverse directions, along with URM infills and partitions. More details on the school building, including architectural plans and elevations, together with the material properties of structural members can be found in Prota *et al.* (2020) [31]. The masonry infills were assumed to have the same geometry and material properties as the medium-strong masonry infill typology in the macro-level classification as proposed in [32]. The numerical model of the building, comprising flexural elements (for beams and columns), beam-column joints (BCJs), a staircase, and masonry infills, was developed in OpenSees [33], and a three-dimensional representation of the model is presented in Fig. 2. Further details on the numerical modelling of the structure can be found in [5], [34].

The building is assumed to be located in three different sites in Italy, namely Città di Castello, Isola del Gran Sasso d'Italia and Catania, which are characterized by a similar high seismic hazard level (with a reference peak ground acceleration (PGA) on the rock for the 712-year return period of approximately 0.29g), but with different climatic conditions, cold (C), moderate (M) and warm (W), respectively.

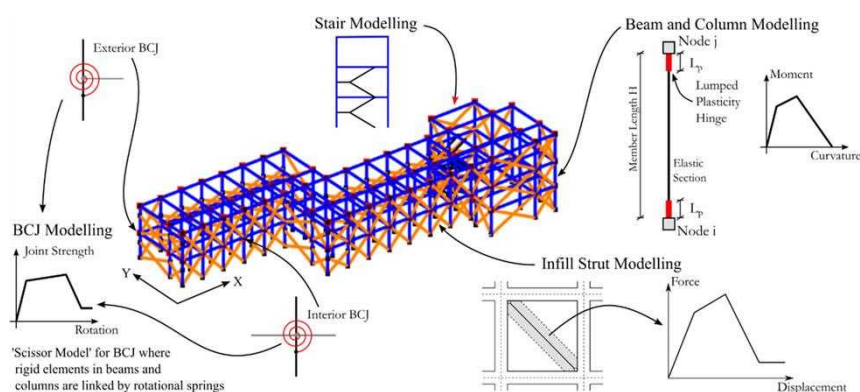


Fig. 2 - Numerical model of the case-study building, developed in OpenSees [5].

### 3.1. Preliminary assessment and selection of retrofitting Interventions

Initially, a preliminary seismic assessment of the structure was conducted through a simplified nonlinear static procedure where the performance point displacements of the structure for the collapse limit state (SLC), using the N2 method [35], were estimated and compared with the displacements at which the structure attains the SLC, considered to be reached as soon as one of the following performance criteria was met:

1. The shear force demand exceeds the shear capacity of one or more of the beam or column elements;
2. The chord rotation of one or more of the plastic hinges in the beam, column, or wall elements exceeds the SLC deformation limits;
3. The shear deformation in one or more of the BCJs exceeds 0.02 rad.

The main structural weaknesses at the SLC limit state were identified as the shear failure of short columns adjacent to the partial height URM infills. Given this structural deficiency, four different seismic retrofit measures (SRMs) were considered: (1) S1 - local strengthening with carbon FRP (CFRP); (2) S2 - global strengthening with concentric steel braces; (3) S3 - CFRP strengthening combined with additional concentric steel braces; and (4) S4 - CFRP strengthening combined with additional viscous dampers. Moreover, for all SRMs, a seismic gap between the URM infills and the RC frame was introduced, reducing both the column-infill interaction and the shear forces acting on the columns. The design of the SRMs, conducted following the Italian building code (NTC) [30], was carried out to address the weaknesses and improve the performance of the as-built structure as much as possible, with the acknowledgement that the achieved performance was not always that required for new code-conforming buildings due to practical and cost considerations. The results of the preliminary assessment of the as-built structure (AB) together with the pushover curves of each retrofitted model are provided in Fig. 3. Regarding the energy performance improvement of the building, three different combinations of energy retrofit measures (ERMs) - E1 to E3 - were considered to reduce heat losses to the external environment and increase the energy efficiency of systems operating within the building. The invasiveness level of each intervention increases from E1 to E3 to meet the performance requirements described in the Italian Ministerial Decree [36]. The design procedure for the SRMs and ERMs and any associated assumptions are reported in [5], [37]. Finally, the four seismic interventions were coupled with each energy intervention, leading to twelve possible combined retrofit alternatives. Each coupled intervention is designated by  $S_iE_j$ , where  $S_i$  and  $E_j$  correspond, respectively, to the considered seismic and energy retrofit schemes.

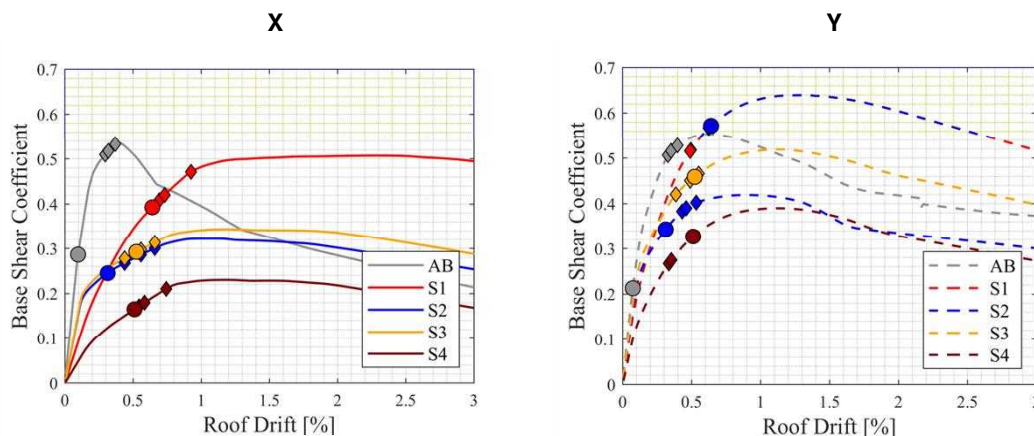


Fig. 3 – Pushover curves of the as-built structure (AB) and retrofitted models (S1-S4) with the indication of the N2 performance points for the SLC limit state and for each location (diamonds) along with the capacity of the structure (circles)

### 3.2. Detailed vs Simplified results

#### 3.2.1. Estimation of the annual probability of failure

Firstly, the characterization of the seismic hazard at the selected site for the case-study building was obtained, through a probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) using OpenQuake software [38]. Then, the estimation of the annual probability of failure was estimated through different approaches as above-mentioned (Section 2.1). To apply the detailed methodology, a selection of 20 pairs of suitable hazard-consistent ground motion records was carried out. Multiple-stripe analysis (MSA) was conducted and a set of selected EDPs – absolute Peak Floor Acceleration (PFA), Peak Story Drift (PSD), and Peak Floor Velocity (PFV) – were recorded, which are later used as input in the comprehensive performance-based loss assessment procedure (PEER-PBEE methodology). Moreover, the MSA results were also used to determine the collapse fragility parameters. Simultaneously, and following the simplified methodology, a set of 200 ground motions, covering a wide range of magnitudes, were selected and converted into an ADRS format to apply the CSM [25] outlined in Section 2.2. The intersection of the pushover capacity curve of the SDoF system of each model with the response spectra of the selected ground motions, results in a cloud of PP points for each retrofitted model. The cloud points were thus filtered into non-collapse (NoC) and collapse (C) data by comparing the obtained PPs with the displacements at which the collapse of the structure is assumed to occur. Lastly, the regression parameters to establish the conditional probability of exceedance were estimated based on the modified cloud analysis procedure outlined in [26]. A slight modification of the CB-CSM procedure was needed to assess the structural performance of S4, in order to account for the supplemental damping introduced by the viscous dampers. A supplemental damping ratio of 25%, in addition to the initial 5% damping, was considered in the time history analyses and within the CSM procedure as suggested in [39]. By integrating the collapse fragility parameters computed through both methodologies, accounting for the epistemic uncertainties as suggested by [40], with the hazard curve of each location, the APF values were obtained (Fig. 4).

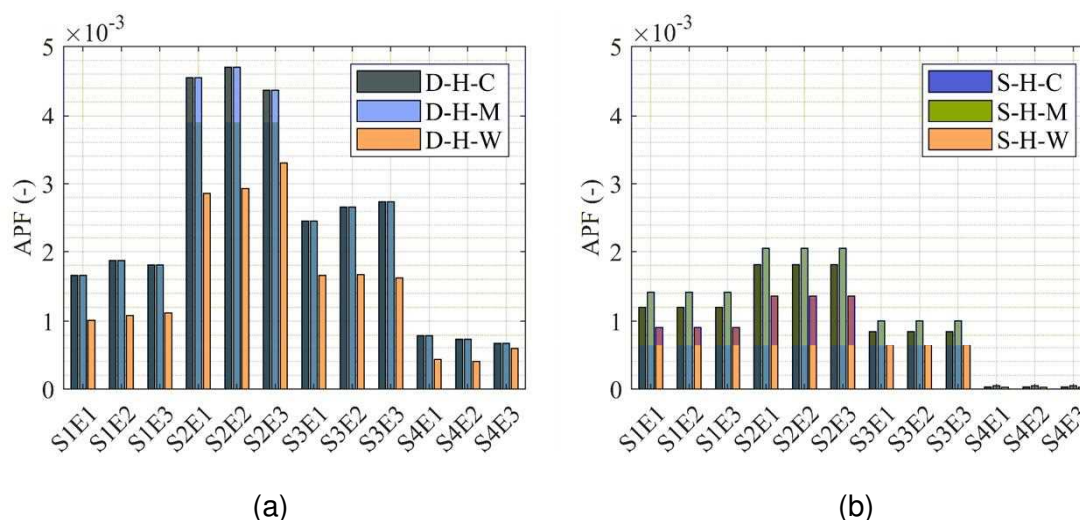


Fig. 4 – APF values obtained employing the (a) detailed and (b) simplified methodology.

In terms of retrofitting approaches, regardless of the adopted methodology, the solutions S<sub>2</sub> and S<sub>4</sub> have the worst and better seismic performance, respectively. Regarding S<sub>3</sub> and S<sub>1</sub>, a shift between methodologies is observed: while S<sub>3</sub> presents higher APF values than S<sub>1</sub> for the detailed methodology, the opposite is observed for the simplified methodology. Regarding the differences in the APF values obtained between the two methodologies, as reported in [22], a general overestimation of the dispersion values can be observed, when compared to NLTHA, which can be considered an acceptable trade-off for reducing the computational effort associated with the CSM. Moreover, the adopted CSM

procedure in this methodology is the one from ATC-40 [25], which has been shown to underestimate the displacement demand [41], [42], resulting in a lower number of collapses and, consequently, non-conservative results.

### 3.2.2. *Estimation of the expected annual losses (EAL) and expected annual environmental impacts (EAEI)*

Following the detailed methodology, the PEER-PBEE methodology [43] was employed to estimate the expected annual losses and expected annual environmental impacts of each retrofitted model. By handling the EDP results obtained in the MSA, and by adopting an inventory of damageable components in the building, their potential damage states, and expected repair cost and EI consequences, a detailed loss assessment was carried out in PACT (FEMA P-58). The presence of the ERMs was accounted for at this stage in terms of additional repair consequences to specific non-structural components due to their significant influence on the loss assessment.

Regarding the simplified approach, the procedure outlined in Section 2.2 was carried out to obtain the seismic risk classification of each retrofitted structure using Sismabonus [23]. The SI-LS index was defined as the ratio between the capacity peak ground acceleration ( $PGA_C$ ) and the demand peak ground acceleration ( $PGA_D$ ).  $PGA_C$  was assumed to be the one that caused the collapse of the building, according to the criteria used previously.  $PGA_D$  is defined as the PGA of the code-based response spectrum that intersects the pushover curve on its capacity curve.

The expected annual environmental impacts (EAEI) are obtained employing the detailed methodology within the loss assessment procedure through PACT, which estimates it as a function of EAL. As such, when using the simplified procedure (Sismabonus), which does not have the same PACT in-built feature, the results from the detailed methodology were used to fit a linear regression model between EAL and EAEI. The regression is then used to estimate EAEI, in a simplified manner, straight from EAL [44].

The EAL and EAEI for each retrofitted model, obtained through the detailed (Fig. 5a and c) and simplified (Fig. 5b and d) methodology are summarised in Fig. 5. Regardless of the employed methodology and location considered, S2 presents the highest EAL and EAEI, followed by S3, S1 and, finally, S4. However, the simplified methodology leads to greater values of EAL and EAEI, when compared with those of the detailed methodology. This overestimation can be attributed to the simplifications foreseen by the procedure to make it more accessible to engineers, such as the fixed percentage of repair costs for each damage state, regardless of the building typology and their structural response [19], [45]. Nevertheless, the differences obtained by employing simplified and detailed methodologies in terms of both EAL and EAEI estimations are never high enough to strongly affect the relative trend between the retrofit measures.

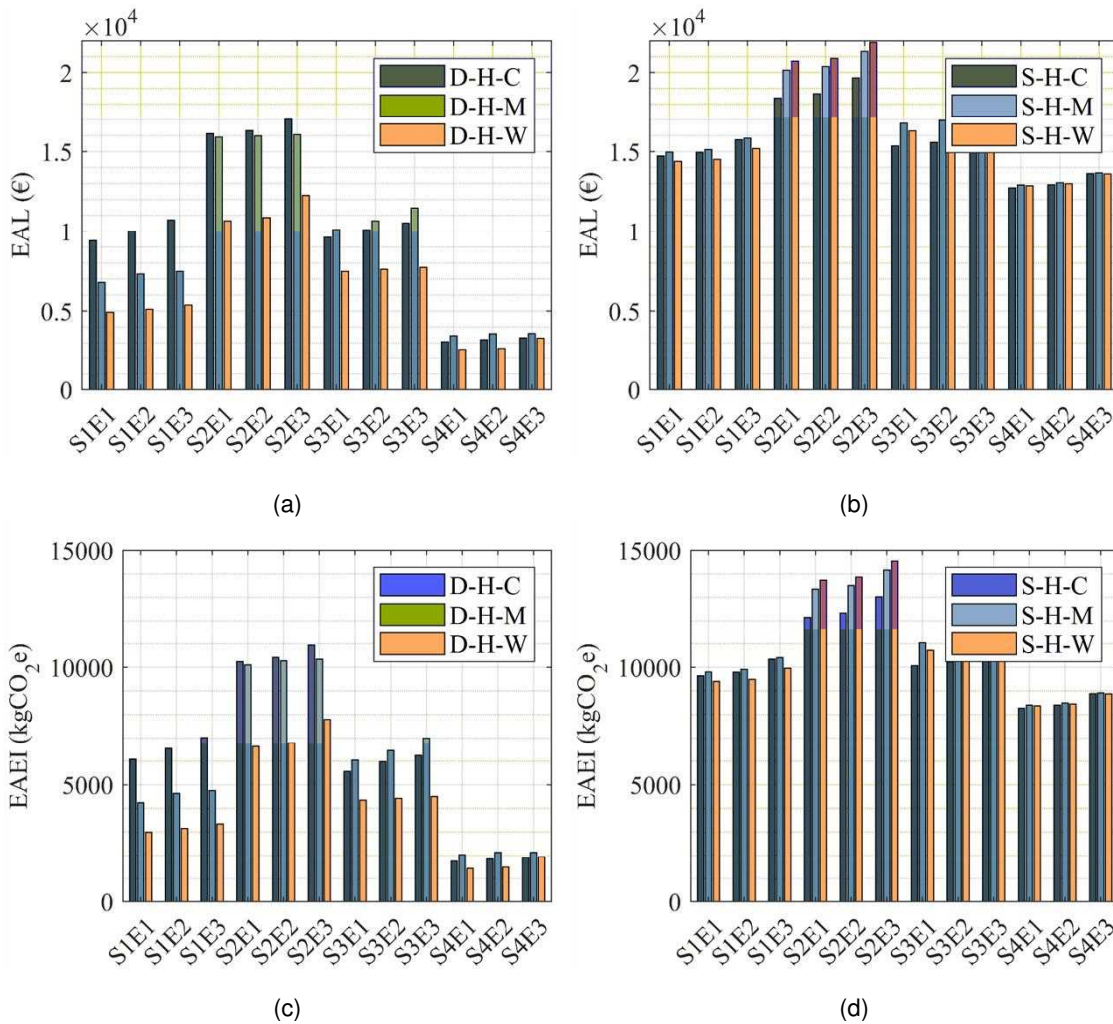


Fig. 5 – EAL obtained through the (a) detailed and (b) simplified procedure and EAEI obtained through the (c) detailed and (d) simplified procedure, for all the locations considered.

#### 4. IDENTIFICATION OF THE OPTIMAL RETROFITTING SOLUTION

In this section, all the DVs for each combined retrofitted scheme and each location are collected and used as input to the MCDM procedure. The methods that were used and the assumptions that were made to calculate the DVs and corresponding weight vectors are detailed in [5]. The preferential rankings obtained from each analysis are presented in Table 1, where the alternatives in positions 1 and 12 are considered, respectively, the most and least preferred options, given the selection criteria and weights. The values presented in the second column for each site indicate the relative closeness (RC), lying in the range (0,1), of each alternative to the fictitious ‘ideal’ retrofit alternative and it is the parameter used to rank the alternatives in preferential order. The difference between the relative closeness values can be used to understand how strongly one solution is preferred over another.

Considering the results presented in Table 1, a clear trend is observed, where it is shown that the rankings of the alternatives tend to be grouped by the structural retrofit scheme, with S4 being the most preferred option followed by S3, S2 and, lastly, S1. This trend indicates that the seismic retrofit scheme has a more significant effect on the overall ranking of an alternative than the energy retrofit scheme, as was also highlighted in [5]. For both detailed and simplified methodologies, alternative S1 is consistently ranked as the least preferred alternative, mainly due to its high installation costs. Regarding the

energy retrofit scheme, differences are observed depending on the climate condition. For the colder locations, from the moment the structural retrofit is chosen, the alternatives retrofitted with the E3 level are preferred over either E1 or E2 alternatives for each of the four structural retrofit schemes, while for the warmer location, probably due to the low heating demand and increased price of level E3 retrofitting, levels E1 and E2 are preferred.

Table 1 - Ranking of the retrofit alternatives for each methodology and location

Rank	Detailed						Simplified					
	H-C		H-M		H-W		H-C		H-M		H-W	
	Alt.	RC	Alt.	RC	Alt.	RC	Alt.	RC	Alt.	RC	Alt.	RC
1	S3E3	0.638	S4E3	0.632	S4E2	0.660	S4E2	0.617	S4E2	0.628	S4E2	0.658
2	S4E3	0.619	S4E2	0.617	S4E1	0.644	S3E3	0.614	S4E3	0.622	S4E1	0.653
3	S4E2	0.609	S4E1	0.595	S4E3	0.631	S4E3	0.610	S4E1	0.612	S4E3	0.620
4	S3E2	0.607	S3E3	0.592	S3E2	0.615	S3E2	0.606	S3E3	0.596	S3E2	0.618
5	S3E1	0.588	S3E2	0.570	S3E3	0.612	S4E1	0.599	S3E2	0.589	S3E1	0.610
6	S4E1	0.585	S2E3	0.561	S3E1	0.598	S3E1	0.584	S3E1	0.572	S3E3	0.592
7	S2E3	0.543	S3E1	0.558	S2E2	0.560	S2E3	0.531	S2E3	0.538	S2E2	0.546
8	S2E2	0.522	S2E2	0.523	S2E1	0.557	S2E2	0.527	S2E2	0.533	S2E1	0.545
9	S2E1	0.514	S2E1	0.517	S2E3	0.524	S2E1	0.520	S2E1	0.527	S2E3	0.527
10	S1E3	0.401	S1E3	0.454	S1E2	0.442	S1E3	0.382	S1E3	0.369	S1E2	0.337
11	S1E1	0.359	S1E1	0.420	S1E1	0.441	S1E2	0.347	S1E2	0.334	S1E1	0.336
12	S1E2	0.358	S1E2	0.420	S1E3	0.438	S1E1	0.340	S1E1	0.328	S1E3	0.335

For what concerns the main goal of the study, the comparison between detailed and simplified approaches results in rather aligned results, as the obtained ranking for each location is similar between different methodologies. Even though the exact DV quantities estimated by the different approaches are different, the relative performance (ranking position) of the different retrofit options is practically the same. Only a few exceptions are observed, such as the ranking positions of H-C and H-M locations where the simplified approach yields slightly different results. Nevertheless, a closer look on the relative closeness value indicates a strong proximity between these alternatives.

## 5. CONCLUSIONS

This study evaluated the performance of simplified approaches to estimate a set of decision variables related to the seismic performance of a building which are later used within an MCDM framework. To perform such an evaluation, this study demonstrated and validated, on one existing case-study school building, the use of a practical-to-use approach, yet based on numerous advanced risk-based metrics, to select the optimal retrofitting strategy for existing buildings. Specifically, the refined collapse assessment procedure, which employed the Nonlinear Time History Analysis, was replaced by a simplified procedure (cloud-based capacity spectrum method - CB-CSM), while the component-based loss assessment methodology was replaced by the Italian guidelines for seismic risk classification of constructions (Sismabonus). A case study application was carried out on a representative RC school building, assumed to be located in three different sites in Italy, characterised by a similar high seismic hazard level but with different climatic conditions, namely cold (C), moderate (M) and warm (W) climates. Four seismic retrofitting solutions, each combined with three energy-based interventions, were assessed, considering detailed and simplified approaches. The simplified methodology produced lower APF values than the refined approach due to assumptions that did not accurately represent real structural or ground motion behaviour (e.g., different sets of unscaled records used for the CB-CSM can lead to different results, depending on their magnitude range and therefore the number of collapses and non-collapses). For instance, the capacity spectrum procedure within the CB-CSM is the one

from ATC-40, which has been shown to underestimate the displacement demand, resulting in a lower number of collapses. Conversely, the simplified methods overestimated EAL values compared to the refined approach due to the straightforward nature of the Sismabonus procedure, intended for easier practitioner use, despite research consistently indicating its tendency for overly conservative EAL estimates.

Finally, in line with the major goal of this study, an MCDM framework was employed to obtain the overall ranking of the different alternatives and identify the optimal combination of retrofitting schemes for the different detailed and simplified methodologies. The results obtained through the simplified methodology are promising, given that the minimal differences observed in the optimal combination ranking compared to the detailed counterpart, are mainly justified by the relative distance between different alternatives that affect the mathematical process of the MCDM procedure. Further investigations will help to support more general conclusions on the reliability of the proposed practice-oriented approach, sustaining the benefits of employing methodologies that require less time and computational demand. Moreover, it represents a useful tool for engineers to rapidly compare different combined retrofitting strategies and select the optimal one according to several decision variables.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

The work presented in this paper has been developed within the framework of the projects “ReLUIS 2022-2024”, funded by the Italian Civil Protection Department, and SERENE - 2022.08138.PTDC, funded by the Portuguese Foundation for Science and Technology.

## 7. REFERENCES

- [1] D. Pohoryles *et al.*, *Technologies for the combined seismic and energy upgrading of existing buildings*, EUR 31012. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2022.
- [2] D. A. Pohoryles, C. Maduta, D. A. Bournas, and L. A. Kouris, “Energy performance of existing residential buildings in Europe: A novel approach combining energy with seismic retrofitting,” *Energy Build.*, vol. 223, 2020.
- [3] G. M. Calvi, L. Sousa, and C. Ruggeri, “Energy Efficiency and Seismic Resilience: A Common Approach,” in *Multi-hazard Approaches to Civil Infrastructure Engineering*, Cham: Springer International Publishing, 2016, pp. 165–208.
- [4] D. A. Bournas, “Concurrent seismic and energy retrofitting of RC and masonry building envelopes using inorganic textile-based composites combined with insulation materials: A new concept,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 148, pp. 166–179, Sep. 2018.
- [5] N. Clemett, W. W. Carofilis Gallo, G. Gabbianelli, G. J. O’Reilly, and R. Monteiro, “Optimal Combined Seismic and Energy Efficiency Retrofitting for Existing Buildings in Italy,” *J. Struct. Eng.*, vol. 149, no. 1, pp. 1–16, 2023.
- [6] M. Caruso, R. Pinho, F. Bianchi, F. Cavalieri, and M. T. Lemmo, “Multi-criteria decision-making approach for optimal seismic/energy retrofitting of existing buildings,” *Earthq. Spectra*, vol. 39, no. 1, pp. 191–217, Feb. 2023.
- [7] N. Caterino, I. Iervolino, G. Manfredi, and E. Cosenza, “Multi-Criteria Decision Making for Seismic Retrofitting of RC Structures,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 4, pp. 555–583, May 2008.
- [8] E. Asadi, A. M. Salman, and Y. Li, “Multi-criteria decision-making for seismic resilience and sustainability assessment of diagrid buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 191, pp. 229–246, Jul. 2019.
- [9] M. V. Requena-Garcia-Cruz, A. Morales-Esteban, and P. Durand-Neyra, “Assessment of specific structural and ground-improvement seismic retrofitting techniques for a case study RC building by means of a multi-criteria evaluation,”



- Structures*, vol. 38, pp. 265–278, Apr. 2022.
- [10] S. Daniel and C. Ghiaus, “Multi-Criteria Decision Analysis for Energy Retrofit of Residential Buildings: Methodology and Feedback from Real Application,” *Energies*, vol. 16, no. 2, p. 902, Jan. 2023.
- [11] M. Caruso, R. Pinho, F. Bianchi, F. Cavalieri, and M. T. Lemmo, *Integrated economic and environmental building classification and optimal seismic vulnerability/energy efficiency retrofitting*, vol. 19, no. 9. Springer Netherlands, 2021.
- [12] B. Borzi, P. Ceresa, M. Faravelli, E. Fiorini, and M. Onida, “Definition of a Prioritisation Procedure for Structural Retrofitting of Italian School Buildings,” 2011.
- [13] R. Couto, G. Mucedero, R. Bento, and R. Monteiro, “On the Influence of Climate and Seismic Hazard Conditions in the Identification of Optimal Retrofitting Strategies for Rc Buildings,” *COMPdyn Proc.*, no. June, pp. 12–14, 2023.
- [14] M. Caruso, R. Couto, R. Pinho, and R. Monteiro, “Decision-making approaches for optimal seismic/energy integrated retrofitting of existing buildings,” *Front. Built Environ.*, vol. 9, no. August, pp. 1–12, 2023.
- [15] G. Mucedero, R. Couto, N. Clemett, and R. Monteiro, “Implications of masonry infill – related uncertainty on the optimal seismic retrofitting of existing buildings,” *14th Int. Conf. Appl. Stat. Probab. Civ. Eng.*, pp. 1–8, 2023.
- [16] Edilclima, “EC700 Calcolo Prestazioni Energetiche Degli Edifici—Versione 11.” EDILCLIMA Software and Engineering., Borgomanero, Italy, 2022.
- [17] FEMA P58-1, “Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume 1 - Methodology,” vol. 1, no. December, p. 344, 2018.
- [18] C. M. Ramirez and E. Miranda, “Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based. Report No. 171,” , Blume Center Report. Edited by T. J. A. B. E. E. Center. Stanford, CA., 2009.
- [19] G. Mucedero, D. Perrone, and R. Monteiro, “Generalised Storey Loss Functions for Seismic Loss Assessment of Italian Residential Buildings,” *J. Earthq. Eng.*, pp. 1–24, Jun. 2023.
- [20] G. Mucedero, D. Perrone, and R. Monteiro, *Seismic risk assessment of masonry-infilled RC building portfolios: impact of variability in the infill properties*, vol. 21, no. 2. Springer Netherlands, 2023.
- [21] G. Perrone, D. Cardone, G. J. O’Reilly, and T. J. Sullivan, “Developing a Direct Approach for Estimating Expected Annual Losses of Italian Buildings,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 26, no. 1, pp. 1–32, 2022.
- [22] A. Nettis, R. Gentile, D. Raffaele, G. Uva, and C. Galasso, “Cloud Capacity Spectrum Method: Accounting for record-to-record variability in fragility analysis using nonlinear static procedures,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 150, no. May, p. 106829, 2021.
- [23] E. Cosenza *et al.*, *The Italian guidelines for seismic risk classification of constructions: technical principles and validation*, vol. 16, no. 12. Springer Netherlands, 2018.
- [24] FEMA, “P-58-3: Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume 3— Performance Assessment Calculation Tool (PACT),” *Washington, DC FEMA.*, 2012.
- [25] Applied Technology Council (ATC), “ATC 40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” 1996.
- [26] F. Jalayer, H. Ebrahimian, A. Miano, G. Manfredi, and H. Sezen, “Analytical fragility assessment using unscaled ground motion records,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 46, no. 15, pp. 2639–2663, 2017.
- [27] Decreto Ministeriale, “DM n. 58/2020. Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni.” Rome, Italy, 2020.
- [28] R. Peres, R. Couto, I. Sousa, J. . Castro, and R. Bento, “Modelling and evaluation of brittle shear effects on the seismic performance and loss assessment of RC buildings,” *Eng. Struct.*, 2023.
- [29] G. J. O’Reilly, D. Perrone, M. Fox, R. Monteiro, and A. Filiatrault, “Seismic assessment and loss estimation of existing school buildings in Italy,” *Eng. Struct.*,

- vol. 168, no. August 2017, pp. 142–162, 2018.
- [30] MIT, “NTC 2018: D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (in Italian),” 2018.
- [31] A. Prota, M. Di Ludovico, C. Vecchio, and C. Menna, “Progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021 WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati,” vol. 72, 2020.
- [32] G. Mucedero, D. Perrone, E. Brunesi, and R. Monteiro, “Numerical modelling and validation of the response of masonry infilled rc frames using experimental testing results,” *Buildings*, vol. 10, no. 10, pp. 1–30, 2020.
- [33] F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, “Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition,” *J. Comput. Civ. Eng.*, vol. 24, no. 1, pp. 95–107, Jan. 2010.
- [34] W. Carofilis, G. Gabbianelli, and R. Monteiro, “Assessment of Multi-Criteria Evaluation Procedures for Identification of Optimal Seismic Retrofitting Strategies for Existing RC Buildings,” *J. Earthq. Eng. In-press*, vol. 00, no. 00, pp. 1–34, 2021.
- [35] P. Fajfar, “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design,” *Earthq. Spectra*, vol. 16, no. 3, pp. 573–592, Aug. 2000.
- [36] I. M. D. S. Economico, “Decreto interministeriale 26 Giugno 2015, Applicazione delle metodologie di calcolo delle prestazioni energetiche e definizione delle prescrizioni e dei requisiti minimi degli edifici,” Rome: Italian Government, 2015.
- [37] W. Carofilis, D. Perrone, G. J. O’Reilly, R. Monteiro, and A. Filiatrault, “Seismic retrofit of existing school buildings in Italy: Performance evaluation and loss estimation,” *Eng. Struct.*, vol. 225, no. August, p. 111243, 2020.
- [38] GEM, “The OpenQuake-engine User Manual. Global Earthquake Model (GEM) Open-Quake Manual for Engine version 3.7.0,” p. 183, 2019.
- [39] W. W. C. Gallo, G. Gabbianelli, and R. Monteiro, “Assessment of Multi-Criteria Evaluation Procedures for Identification of Optimal Seismic Retrofitting Strategies for Existing RC Buildings,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 26, no. 11, pp. 5539–5572, 2022.
- [40] G. J. O’Reilly and T. J. Sullivan, “Quantification of modelling uncertainty in existing Italian RC frames,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 4, pp. 1054–1074, 2018.
- [41] B. Gencturk and A. S. Elnashai, “Development and application of an advanced capacity spectrum method,” *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 11, pp. 3345–3354, Nov. 2008.
- [42] A. K. Chopra and R. K. Goel, “Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF Systems,” *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 4, pp. 482–490, Apr. 2000.
- [43] FEMA P58-4, “Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 4 – Methodology for Assessing Environmental Impacts,” *Fema P-58-4*, vol. 4, no. December, p. 122, 2018.
- [44] R. Couto, G. Mucedero, R. Bento, and R. Monteiro, “A practice-oriented approach for the seismic and energy performance upgrading of existing buildings (under review),” *J. Earthq. Eng.*
- [45] G. J. O’Reilly, A. M. B. Nafeh, and D. Shahnazaryan, “Simplified tools for the risk assessment and classification of existing buildings,” *Procedia Struct. Integr.*, vol. 44, pp. 1744–1751, 2023.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO COM REFORÇO INTEGRADO SÍSMICO E ENERGÉTICO**

**ANDRÉ FURTADO**

Professor Auxiliar  
Instituto Superior Técnico

**HUGO RODRIGUES**

Professor Associado c/ Agregação  
Universidade de Aveiro

**ANTÓNIO ARÊDE**

Professor Associado c/ Agregação  
CONSTRUCT – FEUP

**HUMBERTO VARUM**

Professor Catedrático  
CONSTRUCT – FEUP

### **SUMÁRIO**

Os edifícios de betão armado representam cerca de 60% do parque imobiliário em Portugal e acolhem aproximadamente 65% da sua população. Metade destes edifícios não foram projetados de acordo com regulamentos sísmicos modernos, e 70% não foram projetados de acordo com nenhum regulamento energético. Além disso, as paredes de enchimento localizadas nas fachadas destes edifícios têm sofrido múltiplos danos e colapsos quando sujeitas a ações para fora do seu plano. Com base nesta motivação são propostas neste trabalho 3 técnicas de reforço integrado sísmico e energético e cuja eficiência sob ações sísmicas para fora-do-plano será estudada. Neste sentido, foram realizados 4 ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real. Os resultados das 3 paredes reforçadas serão comparados com o de uma parede sem reforço de referência. Ao longo do presente trabalho será apresentada a campanha experimental, a descrição do *setup* experimental e os resultados principais integrando parâmetros de resposta sísmicos (resistência e deformação máxima) e energéticos (coeficiente de transmissão térmica da parede).

### **ABSTRACT**

Reinforced concrete buildings represent about 60% of the real estate in Portugal and accommodate approximately 65% of its population. Half of these buildings were not designed according to modern seismic regulations, and 70% were not designed according to any energy regulations. Furthermore, the infill walls located on the facades of these buildings have experienced multiple damages and collapses when subjected to actions outside their plane. Based on this motivation, this work proposes 3 integrated seismic and energy reinforcement techniques, and their effectiveness under out-of-plane seismic actions will be studied. In this context, 4 quasi-static tests were conducted on full-scale out-of-plane infill walls. The results of the 3 reinforced walls will be compared with those of an unreinforced reference wall. Throughout this work, the experimental campaign, description of the experimental setup, and main results will be presented, integrating seismic response parameters (strength and maximum deformation) and energy parameters (thermal transmission coefficient of the wall).

**PALAVRAS-CHAVE:** Paredes de Enchimento, reforço integrado sísmico e energético, comportamento para fora-do-plano

## 1. INTRODUÇÃO

O deficiente desempenho energético dos edifícios de betão armado é responsável por uma parte significativa dos consumos energéticos na União Europeia (UE). Simultaneamente, é reconhecida a vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado que não foram dimensionados de acordo com os regulamentos mais atuais, como comprovam os sismos recentes onde foram registadas inúmeras fatalidades, colapsos estruturais e perdas económicas [1]. De acordo com o mais recente relatório da comissão europeia os edifícios são responsáveis por 36% das emissões de dióxido de carbono, 40% do consumo energético e 55% do consumo de eletricidade na União Europeia. A maioria deste consumo energético e das emissões de dióxido de carbono estão diretamente associadas ao aquecimento e arrefecimento dos edifícios. Esta pobreza energética na construção deve-se em muito à implementação tardia dos primeiros regulamentos energéticos na União Europeia, que se tornaram oficiais apenas em 1970 quando cerca de 66% do parque habitacional existente na Europa já se encontrava construído. A redução dos consumos energéticos associados aos edifícios pode desempenhar um papel fundamental para atingir o objetivo definido pelas Nações Unidas, ou seja, reduzir as emissões de gases de efeito estufa prejudiciais ao clima para zero até 2050.

As paredes de alvenaria de enchimento compreendem uma fração significativa da envolvente de um edifício de betão armado existentes e espera-se que contribuam para conforto térmico e acústico dos edifícios sem comprometer a sua estética. O isolamento térmico conferido pelas paredes de enchimento influencia fortemente a necessidade de consumo de energético no edifício, especialmente em edifícios altos onde a relação entre as paredes e a área total da envolvente é elevada.

Relatórios recentes de observação de danos em edifícios após a ocorrência de sismos destacaram repetidamente a vulnerabilidade sísmica de algumas estruturas de betão armado existentes [2]. A maioria deste tipo de estruturas foi construída antes da aplicação dos regulamentos sísmicos modernos. Diversos autores reconheceram que o comportamento sísmico das paredes de enchimento foi diretamente responsável por extensos danos e colapsos de edifícios de betão armado, inúmeras vítimas e elevadas perdas económicas. Durante os sismos ficou clara a elevada vulnerabilidade das paredes quando sujeitas a ações sísmicas, em particular para carregamentos fora-do-plano resultando muitas vezes no seu colapso integral. Diversos trabalhos de investigação têm vindo a ser realizados por toda a comunidade científica tendo como objetivo identificar os vários fatores que potenciam a vulnerabilidade das paredes para ações para fora-do-plano. Concluiu-se que a vulnerabilidade sísmica das paredes aumenta significativamente com práticas de construção comuns, tais como: i) redução da largura de suporte da parede (paredes parcialmente apoiadas); ii) inexistência de ligação mecânica entre as paredes e os elementos de betão armado envolventes; iii) deficiente execução dos fechos das paredes, ou seja, da interface superior entre a parede e a viga/laje superior; e iv) uso de tijolos de reduzida espessura para construção das paredes. Ficou também evidente que a interação entre as ações no plano e fora-do-plano condiciona o desempenho sísmico da parede, nomeadamente uma parede com elevados danos devidos a ações ao longo do seu plano (por exemplo fissuração diagonal, esmagamento de cantos ou destacamento da parede relativamente aos elementos de betão armado envolventes) possui uma reduzida resistência para fora-do-plano. No entanto, caso a parede seja reforçada adequadamente, a interação entre o comportamento no plano e fora-do-plano deixa de ser condicionante. Estima-se que o impacto da reparação/reabilitação/recuperação das paredes de enchimento nos custos de reabilitação pós-sismo de edifícios de betão armado é de cerca de 50% dos custos totais de reparação de edifícios De Risi, et al. [3].

Atualmente no mercado existem diferentes soluções de reforço sísmico e de reforço energético para paredes de enchimento, sendo estas normalmente aplicadas de forma independente. Reconhece-se assim a necessidade premente de técnicas de reforço

holísticas, de nova geração, que visem melhorar simultaneamente a eficiência energética e reduzir a vulnerabilidade sísmica das paredes de enchimento numa única intervenção. Prevê-se que estas novas soluções de reforço mudem o paradigma no setor da construção, em particular na reabilitação de edifícios existentes. Com base nesta motivação, o presente trabalho visa validar experimentalmente 3 soluções de reforço combinadas de nova geração que melhorem simultaneamente a eficiência energética e a segurança sísmica de paredes de enchimento. Ao longo deste trabalho serão apresentados os detalhes da campanha experimental, das soluções de reforço e do *setup* experimental. Finalmente, serão apresentados os resultados principais integrando parâmetros de resposta sísmicos (resistência e deformação máxima) e energéticos (coeficiente de transmissão térmica da parede).

## 2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

### 2.1. Descrição geral

A campanha experimental de ensaios para fora-do-plano é composta por quatro paredes de enchimento à escala real, com 4.20m de largura e 2.30m de altura, e estas preenchem um pórtico de betão armado com pilares de secção 0.30x0.30m<sup>2</sup> e vigas 0.30x0.50m<sup>2</sup>. Estas dimensões foram seleccionadas no âmbito de um estudo de caracterização do parque edificado em betão armado em Portugal que pode foi realizado por Furtado, et al. [4]. A Figura 1 apresenta a geometria e pormenorização das armaduras do pórtico de betão armado estudado.

Todos os painéis foram construídos com recurso a tijolos cerâmicos de furação horizontal com 15cm de espessura, sem ligação ao pórtico de betão armado e sem existência de qualquer espaçamento entre o painel e os elementos de betão armado. Para o assentamento da alvenaria foi utilizada uma argamassa pré-doseada de classe M5. Ambas as paredes foram construídas com recurso a mão-de-obra tradicional. Relativamente às propriedades materiais do pórtico de betão armado, foi seleccionado um betão de classe C20/25 e um aço de classe A500.

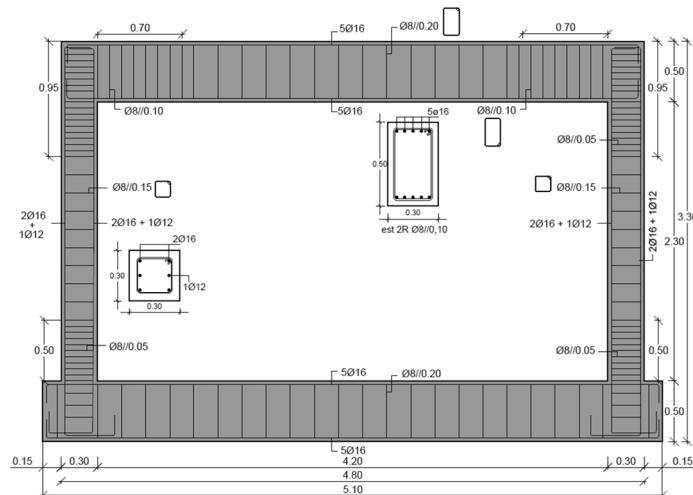


Fig. 1 - Dimensões geométricas do pórtico de betão armado com parede de enchimento (unidades em metros).

As quatro paredes foram construídas com as mesmas dimensões geométricas, os mesmos materiais e utilizando a mesma mão-de-obra. A primeira parede, aqui designada REF, foi construída sem qualquer reforço e possui apenas um reboco tradicional com 1cm de espessura. Esta parede servirá de referência nesta campanha de ensaios. A parede ES\_1 foi reforçada com um sistema ETIC armado. A parede ES\_2

foi reforçada com um reboco armado combinado com um sistema ETIC e finalmente a parede ES\_3 foi reforçada com um reboco térmico armado. Todas as paredes foram sujeitas a ensaios puros para fora-do-plano até ocorrer o colapso.

## 2.2. Detalhes das soluções de reforço combinadas

A parede ES\_1 é composta por um reforço combinado sísmico e energético, sendo uma modificação do sistema ETICS, como será detalhado ao longo deste parágrafo. O processo de reforço começou com a aplicação de placas de EPS usando argamassa colante. Optou-se por sobrepor os elementos do pórtico de betão armado em 10 cm. De seguida, foi aplicada uma camada adicional de argamassa colante ao longo da superfície de reforço do painel de enchimento para posicionar a rede de reforço em fibra de vidro FASSANET ZR 185. O rolo de rede de armação tinha 1 m de largura e 50 m de comprimento pelo que foram recortadas e posicionadas cinco faixas verticais com 1 m de largura, sobrepondo-se umas às outras. Duas camadas de rede adicionais foram sobrepostas nas zonas de interface entre a parede e os elementos de betão armado para evitar a rutura da parede por escorregamento. A largura de sobreposição adotada foi de 30 cm ao longo dos quatro bordos da parede, i.e., 15 cm na zona de betão armado e 15 cm na zona da parede. O comprimento de sobreposição entre cada faixa vertical foi de 10 cm, conforme recomendado pelo fornecedor. Em seguida, foram aplicados conectores plásticos com parafusos de aço com uma métrica horizontal e vertical de 50 cm por 50 cm, respetivamente. Após a aplicação de todos os conectores, procedeu-se à aplicação da rede de fissuração, concluindo-se o reforço da parede com uma última camada de argamassa colante.

A parede ES\_2 foi igualmente sujeita a um reforço combinado sísmico e energético, sendo uma integração entre a técnica de reboco armado e o ETICS, conforme será explicado a seguir. Especificamente, nesta parede foram utilizados uma argamassa sísmica (reforçada com fibras de vidro) e conectores mais resistentes. Após 14 dias da construção da parede, iniciou-se o processo de reforço. Começou-se com a projeção da argamassa sísmica SISMA R2 com uma espessura aproximada de 1-2 cm, aplicando-se uma faixa de 1 metro de largura ao longo da altura da parede de cada vez. Esta abordagem foi escolhida para facilitar a aplicação da rede de armação enquanto a argamassa ainda se encontrava em estado fresco, devido ao seu tempo de presa ser muito reduzido. A rede utilizada para o reforço foi a mesma usada na parede ES\_1 (FASSANET ZR 185), seguindo os mesmos cuidados de sobreposição descritos para essa parede. Em seguida, foram aplicados conectores de aço helicoidais do tipo FASSA ELIWALL nas juntas de interface entre a parede e o pórtico de betão armado. Esses conectores de 25 cm de comprimento foram colocados diagonalmente ao plano da parede na junta da interface, com uma profundidade de 4 a 5 cm. Os restantes 20 cm foram dobrados até ficarem encostados à face da parede. Os conectores foram distribuídos a uma distância de 50 cm entre si e aplicados ao longo de todo o perímetro da parede de alvenaria. Após este passo, o reforço continuou com a aplicação de mais uma camada de argamassa sísmica com a mesma espessura que a camada anterior, seguida pela aplicação das placas de EPS usando argamassa colante. Por fim, foram aplicados conectores seguidos da aplicação da rede de fissuração com uma última camada de argamassa colante.

Finalmente, a parede ES\_3 foi reforçada com um reboco térmico armado. O processo de reforço iniciou-se com a aplicação de uma camada de 10mm de argamassa corrente. De seguida, foi posicionada uma rede de armação com uma resistência à tração superior à da utilizada nas paredes ES\_1 e ES\_2 e com um matiz ligeiramente superior. Foram aplicados os conectores usados na parede ES\_1 para fixar a rede de armação aos elementos de betão armado e à parede de enchimento, com a mesma métrica adotada anteriormente. De seguida, foi projetada uma argamassa térmica ao longo de toda a superfície da parede e dos elementos de betão armado com uma espessura total

de cerca de 70mm. Por fim, passados 18 dias foi aplicada uma rede de armação de fendilhação e uma camada final de argamassa com cerca de 5-10mm.

### 2.3. Setup experimental e protocolo de carregamento

Cada ensaio experimental consistiu na aplicação de uma carga uniformemente distribuída para fora-do-plano ao longo de toda a parede através de 28 atuadores pneumáticos que estão ligados a uma estrutura metálica de reação autoequilibrada composta por 4 alinhamentos horizontais realizados em perfis HEB140 ligados a 5 alinhamentos verticais realizados em perfis HEB220 (Fig. 2). Os alinhamentos verticais são rotulados, permitindo-se assim a sua rotação. A estrutura metálica de reação encontra-se ligada ao pórtico de reação através de varões roscados em 12 pontos (5 em cada viga e 1 em cada pilar). Em cada uma das ligações foi colocado uma célula de carga que permitiu monitorizar as forças desenvolvidas ao longo do tempo.

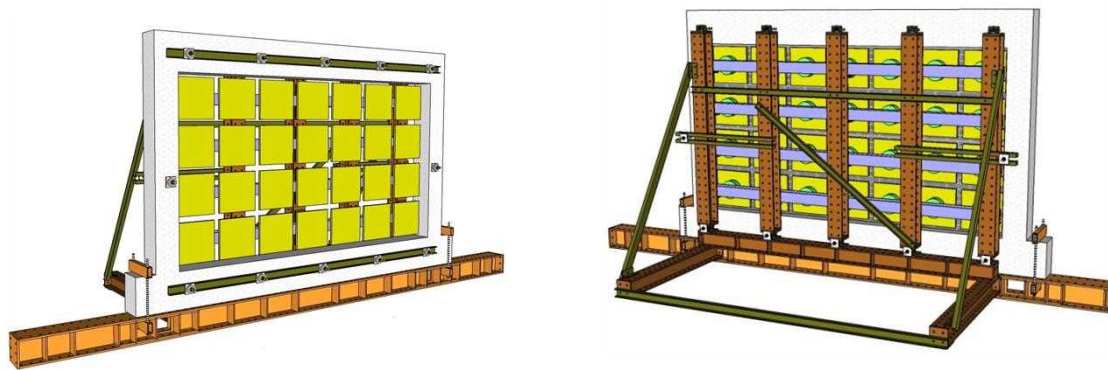


Fig. 2 – Vista geral do *setup* experimental.

Cada parede foi instrumentada no total com 21 transdutores de deslocamento, 13 deles destinados à medição dos deslocamentos para fora-do-plano da parede e os restantes 8 para medição da rotação entre o painel e os elementos de betão armado. Para além disso, e tal como dito anteriormente, foram utilizadas 12 células de carga para monitorizar as transferências de carga ao longo dos ensaios. Dois sensores de pressão foram acoplados ao sistema pneumático por forma a monitorizar a pressão de ar inserida no sistema para atuação na parede. Uma vez que o ensaio é controlado em deslocamentos, tendo-se assumido que o transdutor de referência é o correspondente ao ponto central do painel, uma vez que é a região onde é expectável ocorrer as deformações maiores.

O protocolo de carga consistiu na aplicação de dois semi-ciclos (carga descarga) para cada dum dos picos de deslocamento alvo definidos: 2.5; 5; 7.5; 10; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 50; 55; 60; 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 115 e 120mm até ocorrer o colapso da parede. Todos os ensaios foram interrompidos apenas após o colapso da parede por forma a ser avaliada a capacidade de deformação.

## 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados dos ensaios realizados são aqui analisados em termos de danos observados e da resposta força-deslocamento de cada parede. Numa primeira análise analisa-se individualmente a resposta de cada uma das paredes. Após isso, é feita uma breve análise comparativa entre todas as paredes, avaliando-se assim a eficiência das soluções de reforço na melhoria do comportamento para fora-do-plano e na redução do seu coeficiente de transmissão térmica.



### 3.1. Parede REF

A parede de referência REF apresentou três fases distintas na evolução do dano. A primeira fase correspondeu ao aparecimento da primeira fissura horizontal. Após o aparecimento dessa fissura, iniciaram-se outras de menor espessura. A segunda fase do dano está relacionada com o momento em que a parede atinge a sua resistência máxima. Nesta fase, observou-se um padrão de fissuração trilinear combinado com um ligeiro destacamento do reboco nas laterais da parede. Também se observou um destacamento da parede na interface superior, nomeadamente entre a parede e a viga superior de BA. Por fim, o colapso do painel ocorreu para um deslocamento igual a 3.20%, imediatamente após o instante em que a parede atingiu a sua carga máxima. O mecanismo de colapso caracterizou-se pelo deslizamento completo da parede relativamente às vigas superior e inferior, levando a uma perda de estabilidade e suporte da parede. Verificou-se uma progressão da fissura principal vertical desde a zona superior da parede até à viga inferior, dividindo assim o painel em duas metades. O dano final do painel é apresentado na Fig. 3a.

A Fig. 3b apresenta a resposta força-deslocamento da parede. O painel começou por apresentar um aumento contínuo de resistência correspondente a uma rigidez inicial igual a 21.68kN/mm. Atingiu a resistência de pico com valor igual a 44.22kN para um *drift* de 2.21%. Após atingida a resistência de pico, ocorreu uma redução de resistência de 15% até que ocorreu o colapso da parede para um valor de *drift* de 3.20% e uma força de 37.94kN.

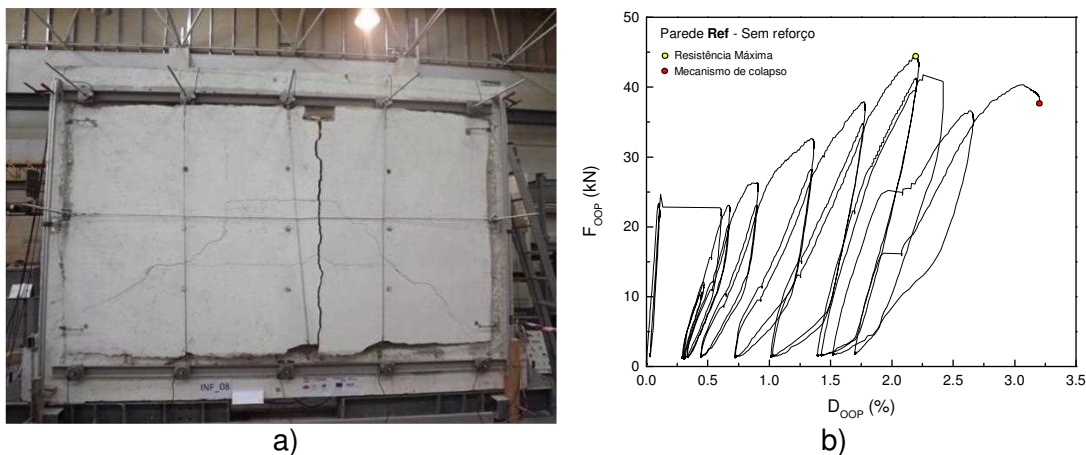


Fig. 3 – Resultados da parede REF: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

### 3.2. Parede ES\_1

Inicialmente, observou-se um aumento progressivo da deformação na zona central da parede ES\_1. Posteriormente, ocorreu o destacamento da interface inferior da parede devido à rotura dos conectores. Foi possível observar a deformação entre os conectores, na interface inferior, até à sua rotura. Após a rotura de todos os conectores localizados na viga de BA inferior, a deformação na região central da parede aumentou. De seguida, verificou-se a rotura do primeiro conector localizado a meio vão da viga superior. Após esse instante, o mesmo fenómeno foi observado para os restantes conectores localizados nessa viga. Neste momento, a parede encontrava-se apenas ancorada lateralmente nos pilares, resultando num aumento da deformação na zona central, comportando-se como um painel sujeito a flexão unidirecional. Finalmente, ocorreu o colapso da parede (Fig. 4a) como um corpo rígido.

A Fig. 4b apresenta a resposta força-deslocamento da parede ES\_1. O painel apresentou uma rigidez inicial de 13.66 kN/mm. Ao atingir a resistência de pico de 81.35

kN para um *drift* de 1.98%, ocorreu uma cedência da parede acompanhada de uma redução da carga, causada pelo descolamento da parte inferior da parede, impedindo a transferência de carga adequada. A degradação progressiva da resistência permitiu atingir a rutura convencional (80% da força máxima) para um *drift* de 3.89%. O colapso da parede ocorreu com uma resistência de 16.5 kN e um *drift* máximo de 11.5%. Este ensaio demonstra claramente que a solução de reforço foi bastante eficiente, proporcionando elevados níveis de resistência e deformação, prevenindo uma rutura frágil.

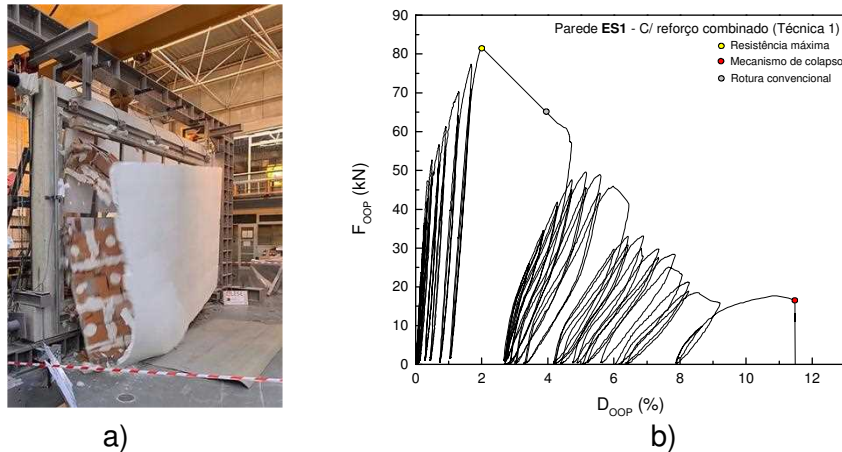


Fig. 4 – Resultados da parede ES\_1: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

### 3.3. Parede ES\_2

A parede ES\_2 não apresentou qualquer fissura, à semelhança do que ocorreu nos ensaios da parede ES\_1. Inicialmente, observou-se uma ligeira concentração da deformação na zona central da parede. Posteriormente, começou o descolamento da parede na sua interface superior, aumentando progressivamente até ultrapassar os 2 cm. Neste instante, observou-se o esmagamento dos tijolos na face interior da parede. Verificou-se igualmente um descolamento ligeiro da parede na interface inferior, até que os conectores na viga superior entraram em rutura, transformando a parede num corpo rígido apoiado na viga inferior. Após atingir uma deformação significativa, ocorreu o colapso parcial da parede, caracterizado por: i) separação da parede em dois corpos divididos a meio vão (Fig. 5a); e ii) separação total da parede da viga superior. A eficácia dos conectores utilizados nesta solução de reforço ficou evidente, pois evitaram o colapso da parede. O colapso total só ocorreu após o fim do ensaio e com o uso de equipamentos de demolição que permitiram soltar a parede do pórtico de BA.

Na Fig. 5b, apresenta-se a resposta força-deslocamento da parede ES\_2. O painel iniciou o ensaio com uma rigidez inicial de 31.98 kN/mm, aumentando progressivamente a resistência até atingir 94.96 kN. Nesse momento, ocorreu a cedência devido ao descolamento entre a parede e a viga superior. Após essa cedência, a parede recuperou a capacidade resistente até atingir a carga máxima de 99.2 kN para um *drift* de 3.18%. De seguida, começou o descolamento da parede na interface inferior, provocando uma perda contínua de resistência, atingindo-se a rutura convencional para um *drift* de 7.5%. A resistência foi diminuindo ciclo após ciclo até ser atingido um *drift* máximo de 14.7% e uma força de 35.91 kN.

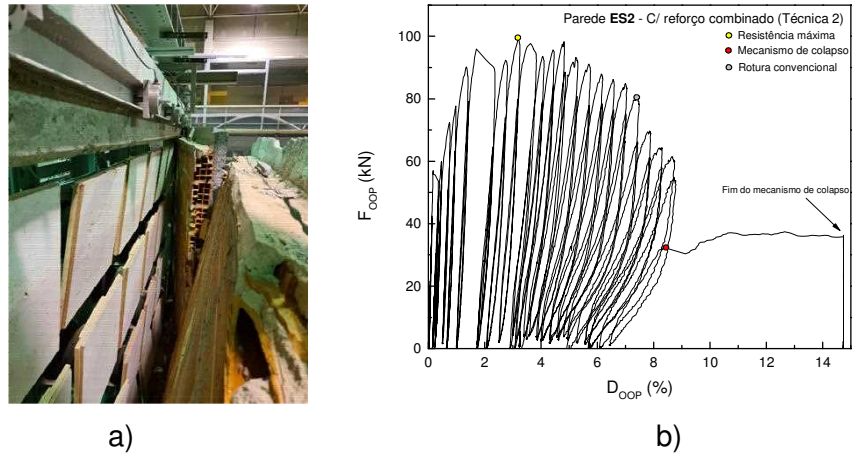


Fig. 5 – Resultados da parede ES\_2: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

### 3.4. Parede ES\_3

Nos primeiros ciclos de carregamento da parede ES\_3 observou-se uma concentração do dano na região central da parede, e verificou-se o início de fissuração na argamassa térmica. Essa fissuração ligeira era apenas visível lateralmente, uma vez que a rede de fissuração colocada exteriormente à solução de reforço prevenia o aparecimento de fissuras significativas na face da parede. A fissuração progrediu e aumentou de espessura até que ocorreu a cedência da parede na interface de topo. Esse descolamento aumentou à medida que o ensaio avançava, culminando no colapso integral da parede (Fig. 6a).

A Fig. 6b apresenta a resposta força-deslocamento da parede ES\_3. O painel apresentou uma rigidez inicial de 18.54 kN/mm. A força aumentou progressivamente até atingir os 58.01 kN para um *drift* de 0.32%. Neste momento, ocorreu a primeira cedência da parede devido à fissuração observada no reboco térmico. A parede recuperou resistência atingindo o pico de carga de 66.9 kN para um *drift* de 3.16%. Após atingir a resistência máxima, o painel suportou apenas mais seis ciclos de carga até atingir uma carga de 63.63 kN e ocorrer um descolamento integral da interface superior, resultando numa queda contínua de resistência. O colapso teve início para um *drift* de 4%, observando-se a cedência repentina da parede até atingir o *drift* de 14.49% e uma força de 12.9 kN.

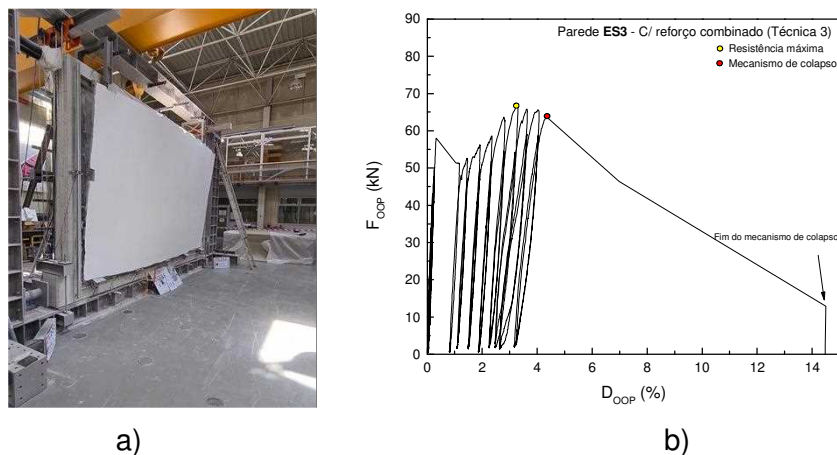


Fig. 6 – Resultados da parede ES\_3: a) dano observado; e b) força-deslocamento.

### 3.5. Comparação global

Na Tabela 1 é apresentado um resumo dos resultados experimentais desta campanha experimental, nomeadamente rigidez inicial ( $K_{ini}$ ), resistência máxima ( $F_{OOP,max}$ ) e respetivo *drift* ( $d_{OOP,max}$ ), *drift* correspondente à rotura convencional ( $d_{OOP,conv}$ ) e último ( $d_{OOP,ult}$ ).

O efeito do reforço na rigidez inicial não é claro, uma vez que o valor obtido pela parede REF é 33% e 9% superior às paredes ES\_1 e ES\_3, respetivamente. O mesmo não foi observado na parede ES\_2, que apresentou uma rigidez inicial 57% superior à parede REF.

A contribuição das técnicas de reforço foi significativa na análise da resistência máxima. As paredes reforçadas atingiram uma resistência máxima 52% (ES\_3), 84% (ES\_1) e 125% (ES\_2) superior à parede REF. O resultado obtido pela parede ES\_3 é justificado pela baixa eficiência do sistema de ancoragem, que não permitiu fixar o material de reforço ao pórtico.

A rotura convencional, correspondente a uma redução de 20% na resistência após a resistência máxima, foi atingida apenas nas paredes ES\_1 e ES\_2. Não podem ser extraídas conclusões sobre o nível de deslocamento correspondente a este parâmetro de etapa uma vez que ocorreu para baixas exigências de deformação na parede ES\_1 e elevadas na ES\_2.

Relativamente ao colapso, este ocorreu apenas nas paredes REF, ES\_1 e ES\_3. Nestes ensaios, observou-se que o *drift* de colapso mais elevado foi o da parede ES\_1, que foi cerca de 332% superior ao da parede REF. A parede de referência atingiu o colapso para um nível de deformação baixo evidenciando a elevada vulnerabilidade das paredes de enchimento de alvenaria quando sujeitas ações sísmicas para fora do seu plano. A técnica de reforço usada na parede ES\_2 foi bastante eficaz uma vez que evitou o colapso.

Com base na condutividade térmica de cada material utilizado nas diferentes técnicas de reforço, foi calculado um valor do coeficiente de transmissão térmica ( $U_{value}$ ) igual a 1,76, 0,35, 0,30 e 0,37  $m^2K/W$  para as paredes REF, ES\_1, ES\_2 e ES\_3, respetivamente. Torna-se evidente que as paredes ES\_1, ES\_2 e ES\_3 têm um valor de  $U_{value}$  muito inferior aos obtidos pela parede REF, o que é justificado pela aplicação de material de isolamento térmico. A parede ES\_2 obteve o menor valor, cerca de 83% inferior ao REF e cerca de 15% e 19% inferior a ES\_1 e ES\_2, respetivamente.

Tabela 1 – Resumo dos resultados experimentais.

Parâmetros de resposta	Sem reforço	Com reforço combinado		
	REF	ES_1	ES_2	ES_3
$k_{ini}$ (kN/mm)	20.32	13.66	31.89	18.54
$F_{OOP,max}$ (kN)	44.15	81.35	99.17	66.91
$d_{OOP,max}$ (%)	2.21	1.98	3.19	3.16
$d_{OOP,conv}$ (%)	N/A	3.89	7.48	N/A
$d_{OOP,ult}$ (%)	2.66	11.48	14.74 <sup>A</sup>	4.11
$d_{OOP,ult}/d_{OOP,max}$	1.20	5.80	4.62 <sup>A</sup>	1.30
$U_{value}$ ( $m^2KW^{-1}$ )	1.76	0.35	0.30	0.37

## 4. CONCLUSÕES

A renovação e reabilitação das envolventes existentes de edifícios de betão armado tem-se centrado essencialmente na melhoria das suas características térmicas ou estruturais de forma independente. Contudo, a preocupação internacional com a sustentabilidade e resiliência das estruturas de edifícios existentes exige uma reformulação das técnicas de reforço no sentido de que abordem simultaneamente ambas as vertentes, i.e., tornando as envolventes mais eficientes energeticamente e mais seguras face a ações sísmicas. Com base nesta motivação, foi realizada uma campanha experimental para validar a eficácia de novas técnicas de reforço combinadas. Neste sentido, foram realizados 4 ensaios para fora-do-plano, três delas com reforço combinado e uma sem reforço. Verificou-se que todas as técnicas de reforço foram muito eficientes no aumento da resistência máxima (entre 52% e 125%). Em relação à capacidade de deformação, observou-se um desempenho eficiente das técnicas de reforço, uma vez que permitiram aumentar consideravelmente a capacidade de deformação, tendo inclusivamente impedido o colapso na parede ES\_2.

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento à unidade de investigação CERIS com a referência UIDB/04625/2020. Este trabalho foi também desenvolvido com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação em Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. Este trabalho foi igualmente financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores pretendem igualmente agradecer o apoio da empresa Fassa Bortolo que forneceu todos os materiais utilizados no reforço das paredes.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] H. Crowley *et al.*, "Model of seismic design lateral force levels for the existing reinforced concrete European building stock," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 7, pp. 2839-2865, 2021/05/01 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01083-3.
- [2] F. Braga, V. Manfredi, A. Masi, A. Salvatori, and M. Vona, "Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 307-324, 2011/02/01 2011, doi: 10.1007/s10518-010-9205-7.
- [3] M. T. De Risi, C. Del Gaudio, and G. M. Verderame, "Evaluation of Repair Costs for Masonry Infills in RC Buildings from Observed Damage Data: the Case-Study of the 2009 L'Aquila Earthquake," *Buildings*, vol. 9, no. 5, p. 122, 2019. [Online]. Available: <https://www.mdpi.com/2075-5309/9/5/122>.
- [4] A. Furtado, C. Costa, A. Arêde, and H. Rodrigues, "Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. pp. 1-16, 2016, doi: 10.1080/19648189.2015.1039660.

## **CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE MATRIZES TRM SUSTENTÁVEIS PARA REABILITAÇÃO SÍSMICA E ENERGÉTICA**

**LUCA PENAZZATO**  
Aluno Doutorado  
Universidade do Minho

**ROGIROS ILLAMPAS**  
Investigador  
Universidade do Minho

**DANIEL V. OLIVEIRA**  
Professor Associado  
Universidade do Minho

### **SUMÁRIO**

Nas últimas décadas, alguns eventos sísmicos catastróficos evidenciaram as carências estruturais de muitos edifícios antigos. Analogamente, muitas das construções não cumprem os requisitos atuais em termos de desempenho energético, apresentando elevados consumos de energia e baixos níveis de conforto, evidenciando assim uma necessidade crescente de estratégias adequadas para a sua reabilitação integrada. Além disso, a utilização de materiais mais sustentáveis representa uma prioridade para o desafio das alterações climáticas. A argamassa reforçada com fibras (TRM) surge como uma opção promissora para o reforço estrutural de edifícios de alvenaria tradicional, graças à sua compatibilidade e versatilidade. Além disso, o seu desempenho estrutural pode ser combinado com outros benefícios energéticos e ambientais. Neste trabalho, apresenta-se o desenvolvimento e caracterização de argamassas sustentáveis que incluem agregados leves para a renovação integrada. Foram realizados ensaios termofísicos e mecânicos para avaliar a aplicabilidade destes materiais à reabilitação integrada. Não obstante o desafio considerável, os resultados alcançados abrem perspectivas e oportunidades promissoras para novos estudos com vista a aplicações práticas.

### **ABSTRACT**

In the last few decades, catastrophic seismic events have highlighted the structural deficiencies of many ancient buildings. Analogously, several constructions do not fulfil current requirements in terms of energy performance, presenting high energy demands and low comfort levels, thus highlighting an increasing need for suitable integrated retrofitting strategies. Moreover, the use of eco-friendly products represents a priority for the climate change challenge. Textile reinforced mortar (TRM) appears as a promising option for the structural strengthening of masonry buildings thanks to its compatibility and versatility. Furthermore, its structural performance can be combined with other energy and environmental benefits. This paper discusses the development and characterization of eco-friendly mortars including lightweight aggregates for integrated renovation. Thermophysical and mechanical tests were performed to assess the suitability of such products for integrated refurbishment. Despite the huge challenge, the achieved results open promising perspectives and opportunities for further studies towards practical applications.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reabilitação integrada; argamassa reforçada com têxteis; caracterização mecânica; caracterização termofísica; matérias sustentáveis.

## 1. INTRODUÇÃO

O sector da construção enfrenta atualmente grandes desafios para resolver os principais problemas dos edifícios, que afetam significativamente o conforto e a segurança dos seus ocupantes. A inadequação sísmica e ineficiência energética de muitas construções são evidentes, e já não é possível adiar intervenções destinadas a resolver estas necessidades cruciais. Nos últimos anos, têm sido estudadas várias propostas de reabilitação integrada que combinam o reforço estrutural com a reabilitação térmica [1]. Esta metodologia apresenta várias vantagens, tanto em termos de otimização dos custos como de melhoria do desempenho global [2]. De facto, com uma solução holística, é possível reduzir significativamente muitos dos conflitos entre as diferentes funções, que frequentemente resultam em desperdício de recursos devido à falta de harmonização adequada entre estes dois aspetos [3]. Isto é particularmente importante em regiões sísmicas, onde os efeitos dos sismos podem invalidar a intervenção de renovação energética se esta não for acompanhada por medidas adequadas de reabilitação estrutural.

Um outro aspeto fundamental é a necessidade de reduzir o impacto ambiental dos edifícios que, neste âmbito, pode ser prosseguido de duas formas. Por um lado, a melhoria da sua eficiência energética pode permitir a redução das emissões durante a sua vida útil [4] e, portanto, uma renovação integrada pode melhorar consideravelmente este aspeto da utilização dos edifícios. Por outro lado, o emprego de materiais mais sustentáveis pode contribuir para a descarbonização do sector da construção, considerando todas as fases do ciclo de vida de um produto de construção [5]. De facto, a redução do impacto ambiental de tais materiais é um outro tópico fundamental para as construções modernas, que deve ser considerado para uma sociedade mais sustentável. Este aspeto é igualmente aplicável a intervenções de reabilitação em edifícios existentes, onde o emprego de materiais e soluções ecológicos pode aumentar ainda mais os benefícios de uma reabilitação combinada.

Na literatura foram propostas muitas soluções para a reabilitação integrada, desde exoesqueletos de aço [3] a estratégias que utilizam elementos de madeira [6]. Outras técnicas abordam problemáticas comuns a tipologias de edifícios específicas, como as estruturas de betão armado, sendo dificilmente aplicáveis a tecnologias construtivas diferentes [7,8]. Além disso, foram também investigados materiais compósitos, tais como sistemas de argamassa reforçada com têxteis (*textile reinforced mortar*, TRM), combinadas com isolamento térmico [9,10], para aplicação em envolventes existentes. Desta forma, a função estrutural conferida pela técnica TRM é complementada com técnicas tradicionais de eficiência energética, apresentando resultados promissores que merecem estudos mais detalhados. No entanto, até à data, estas aplicações têm-se limitado à fusão de soluções comuns previamente desenvolvidas para renovações separadas, faltando a oportunidade de melhorar ainda mais a integração destas estratégias num sistema holístico com funções colaborativas harmonizadas. Além disso, ainda existe uma lacuna de investigação relativamente à combinação da renovação integrada com princípios de sustentabilidade, evidenciando o potencial para um estudo mais exaustivo numa área que está a conquistar atenção crescente nos últimos anos [11].

Para cumprir os princípios ambientais e aumentar o desempenho térmico das matrizes inorgânicas, foram considerados vários materiais para desenvolver produtos de desempenho melhorado e avaliar o seu funcionamento combinado. Uma oportunidade interessante é representada pelos resíduos naturais [12], que podem permitir a substituição de produtos virgens, reduzindo o impacto ambiental da matriz e, ao mesmo tempo, fornecendo um recurso renovável de acordo com os princípios da economia circular [13]. Partindo deste conceito, foram propostas e estudadas na literatura misturas de argamassas que incluem casca de arroz [14], cânhamo [15], granulado de cortiça [16] e cana [17]. Adicionalmente, outros resíduos, como borras de café, têm atraído um interesse crescente por parte dos investigadores, apresentando resultados promissores

[18]. No entanto, em muitos casos, estes materiais apresentam propriedades deficientes no que respeita ao desempenho mecânico, pelo que não são adequados para aplicações integradas. Por outro lado, alguns produtos, como os agregados de betão reciclado, apresentaram um bom desempenho mecânico, mas não melhoraram significativamente a resistência térmica da matriz inorgânica [19]. Estes resultados evidenciam o enorme desafio envolvido no desenvolvimento de um material com propriedades mecânicas e térmicas equilibradas, mas também a oportunidade para novos esforços e melhorias neste domínio.

Este estudo apresenta o desenvolvimento e a caracterização experimental de novas matrizes para TRM, incluindo a inclusão de agregados leves, para a reabilitação integrada de edifícios. O objetivo principal é estudar a viabilidade de criar um sistema TRM que apresente simultaneamente funções sísmicas e térmicas satisfatórias, estas últimas obtidas pela introdução de produtos leves na matriz estrutural. Desta forma, é possível superar o conceito tradicional de componentes que trabalham separadamente na solução global. Esta abordagem já foi estudada na literatura, salientando os múltiplos obstáculos à obtenção de um desempenho equilibrado no mesmo material [20]. Todavia, este trabalho pretende aprofundar a caracterização material, estudando a incorporação de vários agregados em diferentes dosagens para atingir um desempenho adequado. A avaliação experimental das matrizes para TRM aqui consideradas inclui caracterizações termofísicas e mecânicas, que representam a primeira etapa para avaliar a adequação de tais produtos para a sua aplicação em sistemas de TRM destinados a reabilitação integrada.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1. Materiais

Neste trabalho, foi utilizada uma mistura binária composta por cal hidráulica natural NHL5 e fumo de sílica (SF) para o ligante e areia como mistura de base (REF), para posteriormente incluir os agregados leves através da substituição parcial do agregado convencional. Esta composição, que apresenta uma relação ligante/agregado (l/a) igual a 1:1 em massa, foi desenvolvida com base em estudos anteriores realizados pelos autores para obter um desempenho mecânico superior. De facto, prevê-se que a inclusão dos novos materiais reduza as propriedades mecânicas da argamassa, especialmente no que diz respeito à sua resistência. Para este fim, o SF é utilizado como material cimentício suplementar (*supplementary cementitious material*, SCM) para compensar o reduzido desempenho mecânico da cal hidráulica em comparação com o cimento [21].

No presente estudo, os materiais leves selecionados como substitutos parciais da areia são a perlita, a casca de arroz, o granulado de cortiça e a borra de café. Cada material apresenta vantagens específicas em termos de disponibilidade, desempenho (quer do ponto de vista mecânico quer térmico) e impacto ambiental. Um parâmetro importante para avaliar preliminarmente os possíveis efeitos induzidos pela adição de agregados leves é representado pela sua densidade aparente, igual a 100 kg/m<sup>3</sup> para a perlita (PER), 140 kg/m<sup>3</sup> para a casca de arroz (RH), 70 kg/m<sup>3</sup> para o granulado de cortiça (CK) e 370 kg/m<sup>3</sup> para a borra de café (CF). Estes valores diferem consideravelmente do parâmetro correspondente da areia utilizada na presente campanha experimental, igual a 1600 kg/m<sup>3</sup>, sendo de supor que tal diferença se reflita também no desempenho final das argamassas.

A substituição da areia pelos agregados leves foi efetuada em quatro dosagens crescentes (ou seja, 5%, 10%, 15%, 20% em massa do ligante) para avaliar os efeitos derivados da inclusão dos novos produtos (ver Tabela 1). Relativamente à mistura de referência sem agregados leves, que foi considerada para comparação para avaliar os efeitos dos novos produtos, a relação l/a foi mantida constante (1:1). No entanto, pode



observar-se que, devido à menor densidade aparente dos agregados leves em comparação com a areia, a relação l/a em volume alterou-se consideravelmente ao aumentar as suas dosagens nas misturas. Assim, partindo de uma relação l/a inicial de 2,50 para a argamassa de referência, foi possível obter o valor de 0,46 para a dosagem mais elevada de granulado de cortiça.

Tabela 1. Composição das argamassas.

ID da amostra	NHL5 [kg/m <sup>3</sup> ]	SF [kg/m <sup>3</sup> ]	Areia [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado leve [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	relação l/a*	relação a/l
REF	350	150	500	-	175	2.50	0.35
PER 5%	350	150	475	25	209	1.46	0.42
PER 10%	350	150	450	50	250	1.03	0.50
PER 15%	350	150	425	75	288	0.79	0.58
PER 20%	350	150	400	100	336	0.65	0.67
RH 5%	350	150	475	25	200	1.64	0.40
RH 10%	350	150	450	50	240	1.22	0.48
RH 15%	350	150	425	75	310	0.97	0.62
RH 20%	350	150	400	100	405	0.81	0.81
CK 5%	350	150	475	25	223	1.19	0.45
CK 10%	350	150	450	50	297	0.78	0.59
CK 15%	350	150	425	75	400	0.58	0.80
CK 20%	350	150	400	100	583	0.46	1.17
CF 5%	350	150	475	25	225	2.14	0.45
CF 10%	350	150	450	50	250	1.88	0.50
CF 15%	350	150	425	75	275	1.67	0.55
CF 20%	350	150	400	100	295	1.50	0.59

\* relação em volume



Fig. 1. Componentes sólidos da argamassa antes da mistura: cal hidráulica natural (NHL5), fumo de sílica, borra de café e areia ordinária.

Para além dos componentes sólidos (ver Fig. 1), foi considerado um superplastificante de éter policarboxílico numa dosagem constante de 1,5% em massa do ligante total para melhorar o desempenho mecânico do produto final. Foi mantido constante o valor desejado de consistência de  $170 \pm 5$  mm, medido de acordo com a norma EN 1015-3

[22], variando a quantidade de água adicionada à mistura. Na Tabela 1, pode notar-se um aumento da relação água/ligante (a/l) para dosagens mais elevadas de agregados leves, que se deveu principalmente às características higroscópicas dos novos materiais. Em particular, as misturas de argamassa com produtos vegetais, como a casca de arroz e o granulado de cortiça, requerem a adição de mais água do que a perlita e a borra de café.

## 2.2. Métodos

As misturas de argamassa foram preparadas de acordo com os seguintes passos: os ingredientes sólidos foram doseados separadamente e misturados para assegurar uma distribuição homogênea; em seguida, adicionou-se água à argamassa e todos os ingredientes foram mexidos num misturador automático; o superplastificante foi adicionado à mistura após a adição de cerca de 80% da quantidade final prevista de água, de modo a garantir uma distribuição uniforme dos aditivos por todas as partículas da argamassa; a restante água foi adicionada gradualmente até se atingir o valor de consistência pretendido. Depois, a argamassa foi colocada em moldes de diferentes formas para fazer as amostras destinadas à sucessiva investigação das propriedades da argamassa no estado endurecido. Para a caracterização física e mecânica, foram preparados prismas com dimensões 40x40x160 mm, enquanto para os ensaios térmicos, foram feitos discos com dimensões Ø60x30 mm. Todas as amostras foram compactadas numa mesa vibratória e depois mantidas nos moldes durante 48 h com uma película de plástico para manter constante o valor da humidade. Posteriormente, foram desmoldadas e colocadas em câmara climática com condições controladas apresentando  $T = 20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e humidade relativa de  $90\% \pm 5\%$  por mais 26 dias até à realização dos ensaios.

Apenas os discos foram submetidos a um processo de retificação antes dos testes para obter superfícies lisas, conforme exigido pelos métodos de ensaio. Além disso, os discos foram colocados numa estufa a  $60^{\circ}\text{C}$  para secagem até atingirem massa constante e garantir condições homogêneas para o ensaio em termos de teor de humidade. O mesmo processo foi seguido com as amostras utilizadas para determinar a massa volúmica aparente seca da argamassa endurecida, ver norma EN 1015-10 [23], e as outras propriedades físicas.

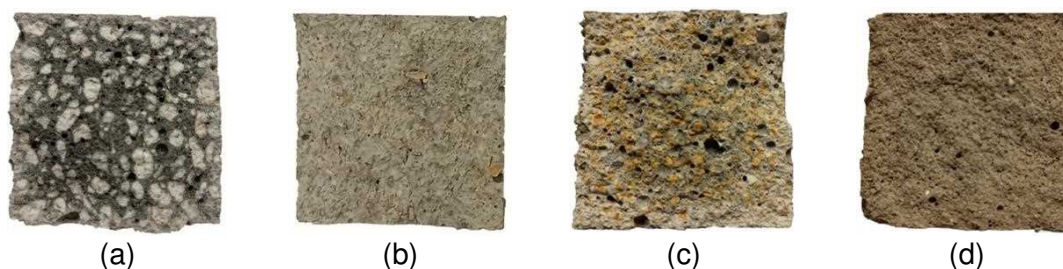


Fig. 2. Misturas de argamassa com agregados leves: (a) Perlita; (b) Casca de arroz; (c) Granulado de cortiça; (d) Borra de café.

A avaliação das propriedades das argamassas foi efetuada após 28 dias de cura, realizando pelo menos três medições para cada propriedade, registando-se o valor médio e o correspondente coeficiente de variação (CoV). O desempenho mecânico das misturas de argamassa foi avaliado através da realização de ensaios de flexão e compressão de acordo com a norma EN 1015-11 [24]. Ambos os testes foram realizados seguindo um protocolo com controlo de deslocamento com uma velocidade de 0,005 mm/s e 0,010 mm/s para a avaliação das resistências à flexão e à compressão, respetivamente. Relativamente à caracterização física, a porosidade aberta e a absorção de água por capilaridade foram medidas utilizando meios-prismas (ver Fig. 2) de acordo com as normas EN 1936 [25] e EN 1015-18 [26], respetivamente. Por fim, a

condutividade térmica no estado seco foi medida através do método do “disco quente” (*hot disk*), uma metodologia transiente de acordo com a norma ISO 22007-2 [27].

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

#### 3.1. Desempenho mecânico

Os resultados obtidos da caracterização mecânica, relativos aos ensaios de flexão e compressão realizados aos 28 dias, são apresentados na Fig. 3. Estes parâmetros são de extrema importância para a avaliação da matriz TRM e para a possível melhoria em termos de resposta sísmica. Contudo, é crucial não descuidar os resultados da caracterização termofísica, que contribuem fortemente para a eficácia do desempenho global da solução integrada.

A resistência à flexão fornece uma estimativa da resistência à tração da argamassa, bem como da robustez do material, deduzida da relação com a resistência à compressão [28]. Através dos gráficos, pode notar-se que, para ambas as resistências, o aumento da substituição de areia pelos agregados leves envolveu uma redução correspondente das duas resistências, que para a mistura de referência foram iguais a 6.3 MPa e 40.7 MPa em flexão e compressão, respetivamente. Este facto está de acordo com as observações posteriormente obtidas na caracterização física, nomeadamente no que se refere aos resultados em termos de densidade aparente e porosidade aberta, bem como com outros estudos da literatura.

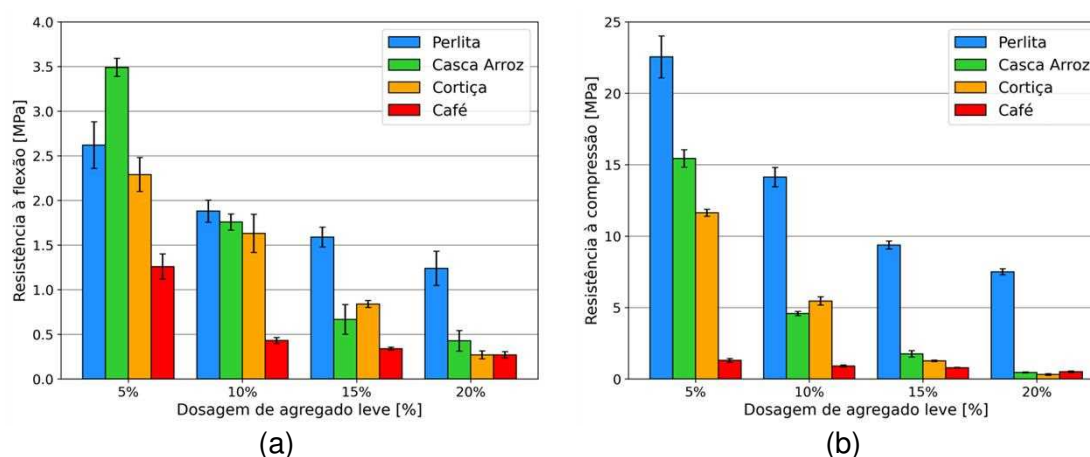


Fig. 3. Desempenho mecânico aos 28 dias das misturas de argamassa com agregados leves: (a) Resistência à flexão; (b) Resistência à compressão.

Relativamente à resistência à flexão, foram obtidas tendências decrescentes diferentes para cada produto leve. Para a dosagem mais baixa, a argamassa à base de casca de arroz apresentou o melhor desempenho, o que não se confirmou para dosagens mais elevadas. Este resultado pode ser explicado pelas características geométricas deste resíduo vegetal, cuja forma alongada pode conferir um comportamento semelhante a uma fibra, afetando a resistência à tração na flexão. Este efeito é particularmente apreciável em dosagens baixas, ao passo que, com o aumento da substituição, a influência de outros fatores (por exemplo, maior porosidade e menor densidade aparente) torna-se mais importante.

No caso da perlita, foi obtida uma tendência mais próxima de uma redução linear, que pode ser atribuída principalmente ao aumento da porosidade proporcionado pela adição do material leve. Para as percentagens de substituição mais elevadas, a perlita apresentou o melhor desempenho em termos de flexão (redução máxima de 80% para a dose de 20% em comparação com REF), sendo ainda superior a 1 MPa. Este facto

evidencia as propriedades promissoras do material, merecendo maior aprofundamento no futuro. Para os outros dois agregados leves considerados neste estudo (ou seja, cortiça e borra de café), a diferença considerável exibida para dosagens baixas e médias tornou-se cada vez menos evidente até se obter o mesmo valor de resistência à flexão para a taxa de substituição mais elevada. Enquanto para a cortiça esse resultado era previsível, para o café era menos expetável, mas ainda assim pode ser explicado por referência aos resultados dos ensaios físicos. De facto, como observado posteriormente, uma possível consequência da inclusão de borra de café foi a redução da dimensão dos poros internos da argamassa. Estas características podem afetar não só o desempenho termofísico do material, mas também as suas propriedades mecânicas.

Podem ser tiradas conclusões semelhantes no que respeita à resistência à compressão, ainda que, em relação a este parâmetro, a perlita apresente claramente um desempenho superior ao dos outros materiais leves. Enquanto para os outros produtos a resistência à compressão diminuiu consideravelmente e se tornou inferior a 6 MPa (CS IV) mesmo com dosagens médias, o emprego da perlita permitiu manter um desempenho mecânico aceitável, também adequado para aplicações estruturais (categoria CS IV de acordo com a norma EN 998-1 [29]). Pelo contrário, a introdução de borra de café resultou em valores de resistência à compressão muito baixos para todas as dosagens, o que pode ser atribuído principalmente ao conteúdo orgânico do material [30]. Para superar parcialmente este problema, Roychand *et al.* [30] estudaram os efeitos do processo de pirólise na borra de café, mostrando resultados promissores em termos de desempenho mecânico.

O granulado de cortiça e a casca de arroz produziram resistências à compressão comparáveis, apresentando elevadas taxas de redução com o aumento das suas dosagens. Este facto é consistente com as características intrínsecas destes dois agregados leves, cuja dimensão das partículas e densidade aparente afetaram fortemente o desempenho mecânico final. Efetivamente, as propriedades mecânicas foram satisfatórias para a dosagem mais baixa, enquanto a redução se tornou mais relevante para as taxas de substituição mais elevadas, sendo semelhante aos valores obtidos nas argamassas à base de café com 20% de adição.

### 3.2. Caracterização termofísica

Os resultados obtidos nos ensaios termofísicos são apresentados na Fig. 4 e comparados com a mistura de referência (REF). Como previsto, o aumento da substituição da areia pelos novos materiais resultou numa diminuição gradual da densidade aparente seca da argamassa (ver Fig. 4a), tendo a mistura de referência um valor de 1720 kg/m<sup>3</sup>. Além disso, para todos os produtos leves considerados, pode ser observada uma tendência crescente da porosidade aberta (ver Fig. 4b) ao aumentar a dosagem dos novos agregados. Tais resultados são justificados pela densidade aparente mais baixa dos agregados leves em comparação com a areia, o que resulta num pior rearranjo da mistura e numa maior porosidade. De forma semelhante, a condutividade térmica (ver Fig. 4c) apresentou uma correlação direta com a tendência da densidade aparente. Este facto evidencia a ligação existente entre estes dois parâmetros, que pode ser explicada pela menor condutividade térmica dos vazios de ar e dos poros em comparação com os componentes sólidos da argamassa. Adicionalmente, as considerações precedentes explicam a tendência do coeficiente de absorção de água por capilaridade observada nos gráficos (ver Fig. 4d), que cresce com a dosagem dos materiais considerados, exceto para a borra de café que apresentou um comportamento singular.

Observa-se que, em função da dosagem dos agregados leves, as diferenças entre os novos produtos variam consideravelmente para a maioria dos parâmetros aqui considerados. Por exemplo, enquanto para a dosagem mais baixa (5%) a argamassa com granulados de cortiça apresentou o valor mais baixo de porosidade aberta em

comparação com os outros produtos, o mesmo não se verificou para dosagens mais elevadas.

Uma tendência especial é evidenciada pelas misturas com borra de café, que apresentaram um menor aumento da porosidade em relação aos outros materiais. Este facto está diretamente relacionado com a densidade aparente seca, que no caso das misturas à base de café apresentou os valores mais elevados nas dosagens mais altas de agregados leves. O comportamento singular da argamassa com borra de café é ainda mais evidente nos resultados dos ensaios de capilaridade. Diferentemente dos outros produtos, o aumento da quantidade deste material produziu uma redução progressiva do coeficiente de absorção de água, ainda que a porosidade aberta tenha apresentado uma tendência oposta. Para dosagens superiores a 10%, a argamassa à base de café apresentou coeficientes inferiores aos da mistura de referência, evidenciando assim um potencial melhor desempenho em termos de durabilidade contra os fenómenos de degradação por ação da água. Este facto pode ser explicado pelas características intrínsecas do produto: por um lado, a substituição da areia mais densa implicou uma diminuição da densidade aparente da mistura e um aumento da porosidade aberta; por outro lado, a redução da absorção de água por capilaridade pode ser justificada por uma maior percentagem de poros mais pequenos, que obstaculizam a ação da capilaridade. Este aspeto deve ser aprofundado através de ensaios específicos, como a porosimetria por intrusão de mercúrio e a análise ao microscópio eletrónico de varrimento (*scanning electron microscope*, SEM), para avaliar a distribuição da dimensão dos poros da argamassa.

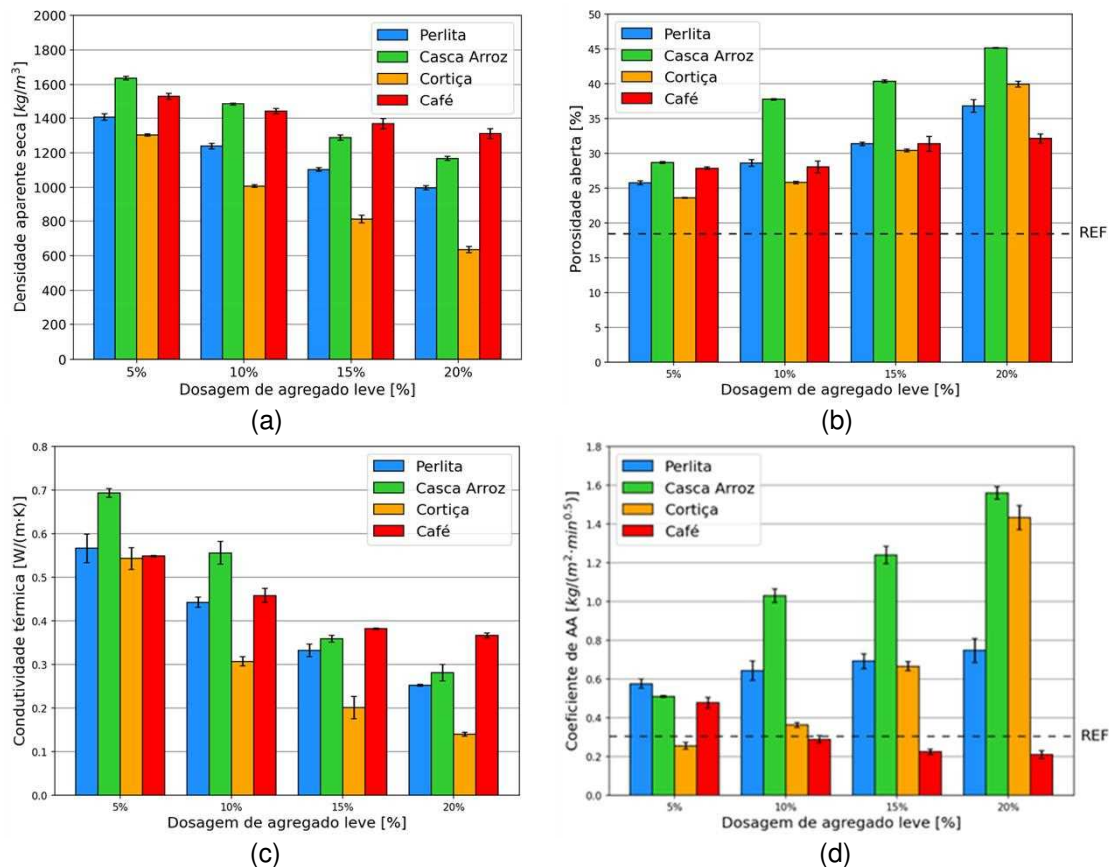


Fig. 4. Caracterização física de misturas de argamassa com agregados leves: (a) Densidade aparente seca; (b) Porosidade aberta; (c) Condutividade térmica em estado seco; (d) Coeficiente de absorção de água (AA) por capilaridade.

As argamassas com casca de arroz apresentam um comportamento diferente, sendo que as suas características peculiares influenciam fortemente as propriedades físicas

das misturas. A forma alongada deste resíduo vegetal e a sua densidade de partículas relativamente mais elevada, quando comparada com outros agregados de baixa densidade, como a perlita e os granulados de cortiça, provocaram um pior rearranjo das misturas. Todavia, este facto não gerou uma diminuição correspondente em termos de densidade aparente seca da argamassa, principalmente devido à densidade das partículas da casca de arroz. Estas razões justificaram os valores mais elevados de porosidade aberta apresentados pelas misturas à base de casca de arroz, enquanto alguns dos outros agregados produziram densidades mais baixas. Relativamente ao comportamento térmico, os valores de condutividade obtidos para baixas quantidades de adição deste produto leve são comparáveis com os resultados obtidos na literatura [31]. Os benefícios da adição de casca de arroz são, assim, confirmados, embora seja necessário investigar possíveis pré-tratamentos para alcançar maiores melhorias.

A adição de granulado de cortiça implicou uma forte redução da densidade aparente e da condutividade térmica das argamassas. A partir de uma condutividade térmica de 0,89 W/(mK) apresentada pela mistura de referência, a argamassa com a maior dosagem de cortiça (20%) apresentou uma redução deste parâmetro igual a 84%. Assim, a inclusão do granulado de cortiça exibiu o melhor desempenho térmico entre todos os produtos leves considerados, atingindo a categoria T2 de acordo com a classificação da EN 998-1 [29]. Relativamente à porosidade aberta, nota-se que não se verificaram diferenças tão importantes com os outros agregados, especialmente para dosagens baixas a médias. Este facto pode ser explicado pelas características intrínsecas da cortiça, que apresenta uma estrutura celular com poros fechados, melhorando fortemente a resposta térmica deste material [32]. Analogamente, este aspeto confere também à argamassa uma boa resistência à água, o que pode ser observado pelos resultados do ensaio de capilaridade. Para a dosagem mais baixa, o coeficiente de absorção de água foi ainda mais baixo do que a mistura de referência, enquanto para quantidades crescentes de cortiça este parâmetro aumentou consideravelmente, principalmente devido à maior porosidade aberta causada pelo pior rearranjo dos granulados leves em comparação com a areia. As misturas de argamassa com dosagens de 5% e 10% de cortiça, bem como com rácios de substituição de borra de café superiores a 10%, são as únicas que podem ser classificadas na categoria W1, de acordo com a norma EN 998-1 [29].

A perlita apresentou um comportamento intermédio entre os outros produtos. As tendências dos parâmetros termofísicos são consistentes com observações anteriores: podem ser observadas proporções diretas entre a densidade aparente e a condutividade térmica, bem como entre a porosidade aberta e o coeficiente de absorção de água. Apesar de não ser comparável ao granulado de cortiça, mesmo no caso da perlita, o efeito favorável na condutividade térmica do aumento das dosagens é considerável. De facto, a percentagem de adição mais elevada apresentou uma redução da condutividade térmica igual a 72% em comparação com o valor de referência. Este efeito pode ser atribuído principalmente à estrutura porosa da perlita, como já foi evidenciado por outros estudos na literatura [33].

#### **4. CONCLUSÕES**

Neste trabalho efetuou-se um estudo experimental sobre matrizes TRM que contém dosagens crescentes de agregados leves. O objetivo principal foi o estudo dos possíveis efeitos e da aplicabilidade destes produtos numa solução integrada de reabilitação sísmica e energética de edifícios existentes. Os resultados dos ensaios mecânicos e termofísicos revelaram alguns benefícios decorrentes da substituição do agregado corrente (areia) por perlita, casca de arroz, granulado de cortiça ou borra de café. Cada produto apresentou características únicas que se refletiram em comportamentos diferentes nas misturas de argamassa em que foram incluídos.

Foi utilizada como mistura de base uma argamassa especificamente desenvolvida à base de cal com a adição de um SCM que apresenta boas propriedades mecânicas e um baixo desempenho energético. As vantagens das novas matrizes TRM na diminuição da condutividade térmica foram demonstradas a partir dos testes experimentais e o melhor desempenho foi obtido com o emprego de granulados de cortiça em dosagens elevadas, capazes de atingir a categoria T2 de rebocos térmicos. No entanto, um resultado tão significativo não foi confirmado pelos ensaios mecânicos, uma vez que em muitos casos as resistências à flexão e à compressão não se revelaram adequadas para aplicações estruturais. De facto, para uma reabilitação integrada, é necessário ter em conta os dois aspetos, de modo a obter um desempenho equilibrado. Este objetivo foi parcialmente cumprido com a adição de perlita, que apresentou um desempenho satisfatório tanto em termos de condutividade térmica como de parâmetros mecânicos. Além disso, é necessário ter em conta as implicações ambientais, dada a importância crescente dos desafios climáticos.

Contudo, a adição de agregados leves envolveu alguns inconvenientes, como foi demonstrado pela caracterização física. De facto, os valores da porosidade aberta e da absorção de água por capilaridade evidenciaram uma possível suscetibilidade das novas matrizes aos efeitos de degradação induzidos pela água. Por esta razão, é necessário continuar a investigação para avaliar adequadamente a durabilidade dos materiais utilizados, recorrendo também a testes de degradação acelerada. No entanto, os resultados obtidos com esta campanha experimental abrem perspetivas de investigação significativas e estimulam estudos futuros para uma otimização dos materiais desenvolvidos.

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT/MCTES através do projeto 2022.01429.PTDC (<https://doi.org/10.54499/2022.01429.PTDC>), por fundos nacionais (PIDDAC) através da Unidade de R&D Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), com a referência UIDB/04029/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020>), e do Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE, com a referência LA/P/0112/2020.

O apoio ao primeiro autor através do contrato de financiamento 2022.11827.BD, concedido pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), é gentilmente agradecido. Agradece-se também às empresas Bicafé Lda, Corticeira Amorim S.G.P.S. S.A., Lusomapei S.A. e Novarroz – Produtos Alimentares S.A. pelo apoio na campanha experimental.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] N. Ademovic, A. Formisano, L. Penazzato, D. V. Oliveira, Seismic and energy integrated retrofit of buildings: A critical review, *Front Built Environ* 8 (2022). <https://doi.org/10.3389/fbuil.2022.963337>.
- [2] C. Menna, U. Vitiello, G.M. Mauro, D. Asprone, N. Bianco, A. Prota, Integration of Seismic Risk into Energy Retrofit Optimization Procedures: A Possible Approach Based on Life Cycle Evaluation, in: *IOP Conf Ser Earth Environ Sci*, Institute of Physics Publishing, 2019. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/290/1/012022>.
- [3] A. Marini, C. Passoni, A. Belleri, F. Feroldi, M. Preti, G. Metelli, P. Riva, E. Giuriani, G. Plizzari, Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept, *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 26 (2022) 2475–2495. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1363665>.

- [4] A.L. Webb, Energy retrofits in historic and traditional buildings: A review of problems and methods, *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 77 (2017) 748–759. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.01.145>.
- [5] M.N. Nwodo, C.J. Anumba, A review of life cycle assessment of buildings using a systematic approach, *Build Environ* 162 (2019). <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2019.106290>.
- [6] J. Zanni, S. Cademartori, A. Marini, A. Belleri, C. Passoni, E. Giuriani, P. Riva, B. Angi, G. Brumana, A.L. Marchetti, Integrated deep renovation of existing buildings with prefabricated shell exoskeleton, *Sustainability (Switzerland)* 13 (2021). <https://doi.org/10.3390/su132011287>.
- [7] C. de Sousa, J.A.O. Barros, J. Ramôa Correia, T.D.S. Valente, Development of sandwich panels for multi-functional strengthening of RC buildings: Characterization of constituent materials and shear interaction of panel assemblies, *Constr Build Mater* 267 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120849>.
- [8] L. Lopes, L. Penazzato, D.C. Reis, M. Almeida, D. V. Oliveira, P.B. Lourenço, A Holistic Modular Solution for Energy and Seismic Renovation of Buildings Based on 3D-Printed Thermoplastic Materials, *Sustainability* 16 (2024) 2166. <https://doi.org/10.3390/su16052166>.
- [9] P.D. Gkournelos, L.D. Azdejković, T.C. Triantafyllou, Innovative and Eco-friendly Solutions for the Seismic Retrofitting of Natural Stone Masonry Walls with Textile Reinforced Mortar: In- and Out-of-Plane Behavior, *Journal of Composites for Construction* 26 (2022). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0001173](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0001173).
- [10] D.A. Pohoryles, C. Maduta, D.A. Bournas, L.A. Kouris, Energy Performance of Existing Residential Buildings in Europe: A Novel Approach Combining Energy with Seismic Retrofitting, *Energy Build* 223 (2020). <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2020.110024>.
- [11] M. Corradi, E. Mustafaraj, E. Speranzini, Sustainability considerations in remediation, retrofit, and seismic upgrading of historic masonry structures, *Environmental Science and Pollution Research* 30 (2023) 25274–25286. <https://doi.org/10.1007/s11356-021-17490-7>.
- [12] J.K. Prusty, S.K. Patro, S.S. Basarkar, Concrete using agro-waste as fine aggregate for sustainable built environment – A review, *International Journal of Sustainable Built Environment* 5 (2016) 312–333. <https://doi.org/10.1016/j.ijbsbe.2016.06.003>.
- [13] D.L. Le, R. Salomone, Q.T. Nguyen, Circular bio-based building materials: A literature review of case studies and sustainability assessment methods, *Build Environ* 244 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2023.110774>.
- [14] B. Marques, J. Almeida, A. Tadeu, J. António, M.I. Santos, J. de Brito, M. Oliveira, Rice husk cement-based composites for acoustic barriers and thermal insulating layers, *Journal of Building Engineering* 39 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102297>.
- [15] M.P. Sáez-Pérez, M. Brümmer, J.A. Durán-Suárez, A review of the factors affecting the properties and performance of hemp aggregate concretes, *Journal of Building Engineering* 31 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101323>.
- [16] A. Borges, I. Flores-Colen, J. de Brito, Physical and mechanical performance of cement-based renders with different contents of fly ash, expanded cork granules and expanded clay, *Constr Build Mater* 191 (2018) 535–543. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.043>.
- [17] C.S. Shon, T. Mukashev, D. Lee, D. Zhang, J.R. Kim, Can common reed fiber become an effective construction material? physical, mechanical, and thermal properties of mortar mixture containing common reed fiber, *Sustainability (Switzerland)* 11 (2019). <https://doi.org/10.3390/su11030903>.
- [18] M. Saeli, M.N. Capela, T. Campisi, M. Paula Seabra, D.M. Tobaldi, C.M. La Fata, Architectural technologies for life environment: Spent coffee ground reuse in lime-based mortars. A preliminary assessment for innovative green thermo-plasters, *Constr Build Mater* 319 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126079>.



- [19] B. González-Fonteboa, S. Seara-Paz, J. De Brito, I. González-Taboada, F. Martínez-Abella, R. Vasco-Silva, Recycled concrete with coarse recycled aggregate. An overview and analysis, *Materiales de Construcción* 68 (2018). <https://doi.org/10.3989/mc.2018.13317>.
- [20] F. Longo, A. Cascardi, P. Lassandro, A. Sannino, M.A. Aiello, Mechanical and thermal characterization of FRCM-matrices, in: *Key Eng Mater*, Trans Tech Publications Ltd, 2019: pp. 189–194. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.817.189>.
- [21] P.N. Maravelaki, K. Kapetanaki, I. Papayianni, I. Ioannou, P. Faria, J. Alvarez, M. Stefanidou, C. Nunes, M. Theodoridou, L. Ferrara, L. Toniolo, RILEM TC 277-LHS report: additives and admixtures for modern lime-based mortars, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 56 (2023). <https://doi.org/10.1617/s11527-023-02175-z>.
- [22] British Standards Institution, M. European Committee for Standardization. Technical Committee CEN/TC 125, M. and associated testing British Standards Institution. Technical Committee B/519, European Committee for Standardization., EN 1015-3 - Methods of test for masonry. Part 3, Determination of consistence of fresh mortar (by flow table), 1999.
- [23] British Standards Institution., EN 1015-10 - Methods of test for mortar for masonry. Part 10. Determination of dry bulk density of hardened mortar, British Standards Institution, 1999.
- [24] British Standards Institution., EN 1015-11 - Methods of test for mortar for masonry. Part 11. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, British Standards Institution, 1999.
- [25] British Standards Institution, EN 1936 - Natural stone test methods. Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity, in: 2007.
- [26] British Standards Institution, EN 1015-18 - Methods of test for mortar for masonry. Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar, 2002.
- [27] ISO 22007-2:2022: Plastics — Determination of thermal conductivity and thermal diffusivity — Part 2: Transient plane heat source (hot disc) method, (2022).
- [28] R. Chan, V. Bindiganavile, Toughness of fibre reinforced hydraulic lime mortar. Part-1: Quasi-static response, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 43 (2010) 1435–1444. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9598-4>.
- [29] British Standards Institution, EN 998-1 - Specification for mortar for masonry. Part 1. Rendering and plastering mortar, 2010.
- [30] R. Roychand, S. Kilmartin-Lynch, M. Saberian, J. Li, G. Zhang, C.Q. Li, Transforming spent coffee grounds into a valuable resource for the enhancement of concrete strength, *J Clean Prod* 419 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.138205>.
- [31] C. Quintaliani, F. Merli, C.V. Fiorini, M. Corradi, E. Speranzini, C. Buratti, Vegetal Fiber Additives in Mortars: Experimental Characterization of Thermal and Acoustic Properties, *Sustainability* (Switzerland) 14 (2022). <https://doi.org/10.3390/su14031260>.
- [32] A. Lagorce-Tachon, T. Karbowiak, D. Champion, R.D. Gougeon, J.P. Bellat, Mechanical properties of cork: Effect of hydration, *Mater Des* 82 (2015) 148–154. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.05.034>.
- [33] O. Sengul, S. Azizi, F. Karaosmanoglu, M.A. Tasdemir, Effect of expanded perlite on the mechanical properties and thermal conductivity of lightweight concrete, *Energy Build* 43 (2011) 671–676. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2010.11.008>.

**INTEGRATED SEISMIC AND ENERGY UPGRADING OF MASONRY-  
INFILLED RC FRAME STRUCTURES USING TEXTILE-REINFORCED  
MORTARS COMBINED WITH THERMAL INSULATION**

<b>CHRISTIANA A. FILIPPOU</b> Researcher Cyprus University of Technology	<b>CHRISTIS Z. CHRYSOSTOMOU</b> Professor Cyprus University of Technology	<b>RENOS VOTSIS</b> Researcher University of Technology
<b>NICHOLAS KYRIAKIDES</b> Assistant Professor Cyprus University of Technology	<b>ROGIROS ILLAMPAS</b> Researcher University of Minho	<b>STATHIS BOUSIAS</b> Professor University of Patras

**ABSTRACT**

There is an urgent socio-economic and environmental need in Europe for effective integrated seismic and energy upgrading solutions for the existing buildings since most of them are vulnerable to earthquake actions and responsible for 40% of the total energy consumption. Towards this direction, the concept of the combined seismic and energy retrofitting of existing reinforced concrete (RC) buildings using textile-reinforced mortars (TRM) and thermal insulation was examined through an experimental campaign in the framework of SupERB project. In this paper, the structural performance of masonry-infilled RC frames retrofitted with different schemes of TRM combined with thermal insulation materials subjected to in-plane cyclic loading is presented. The tests for examining the energy performance of different schemes of the proposed integrated approach are also presented. The results obtained from these tests are discussed and compared to assess the effectiveness of different integrated seismic and energy retrofitting schemes. The results showed that TRM can be combined effectively with thermal insulation materials to increase the overall strength, deformation capacity, ductility and energy efficiency of the masonry-infilled RC frame buildings.

**PALAVRAS-CHAVE:** masonry-infilled RC frames; in-plane cyclic loading, integrated seismic and energy retrofitting, textile-reinforced mortar, thermal insulation.

## 1. INTRODUCTION

Nowadays, there is an urgent socio-economic and environmental need in Europe for integrating seismic upgrading with energy efficiency improvement. This is a key aspect that will allow achieving acceptable levels of structural safety and will assist towards attaining the ambitious EU energy-saving and decarbonization goals. In the past five years, research for the development of integrated seismic and energy retrofitting solutions has received increasing attention [1,2]. This has been largely incentivized by EU policies such as the Green Deal [3] and the Renovation Wave [4].

One promising hybrid approach for the simultaneous seismic and energy upgrading of existing buildings lies on the combined use of Textile-Reinforced mortars (TRM) [5] and thermal insulation materials. The idea of creating a compact multilayer retrofitting solution combining TRM with insulation materials was first proposed in Triantafillou *et al.* [6] who investigated this system's applicability on masonry walls subjected to out-of-plane and in-plane loading. Subsequently, several experimental and numerical studies were conducted to examine the performance of similar systems applied on RC and masonry members [6–8] and proof of concept regarding the effectiveness of such solutions has been provided [5,9]. Despite intensified research efforts, seismic-plus-energy upgrading through a single intervention is a relatively new concept presenting several challenges that have not been addressed yet. Relevant solutions need to reach higher technological readiness level to enable extensive practical applications in the construction industry.

In light of the above, an experimental study involving the lateral load testing of full-scale one-story one-bay masonry infilled RC frames and load-bearing masonry walls was carried out in the framework of the SupERB research project aiming to investigate the efficiency of integrated seismic and energy upgrading systems. The integrated approach is based on the use of Textile Reinforced mortar (TRM) overlays combined either with traditional thermal insulation (extruded polystyrene, XPS) or with thermally efficient mortar incorporating phase change material (PCM).

In this paper, the structural performance of masonry-infilled RC frames retrofitted with different schemes of TRM combined with thermal insulation materials subjected to in-plane cyclic loading is presented. The tests for examining the energy performance of different schemes of the proposed integrated approach are also presented. The results obtained from these tests are discussed and compared to assess the effectiveness of different integrated seismic and energy retrofitting schemes.

## 2. IN-PLANE CYCLIC TESTS ON MASONRY-INFILLED RC FRAMES RETROFITTED WITH TEXTILE-REINFORCED MORTARS COMBINED WITH THERMAL INSULATION

The structural performance of an integrated seismic and energy upgrading approach, TRM overlays combined either with traditional thermal insulation, XPS, or with thermally efficient mortar incorporating PCM, was assessed through full-scale in-plane loading tests on retrofitted masonry-infilled RC frames. Five full-scale masonry-infilled RC frames were designed, built, and tested under in-plane displacement-controlled cyclic loading aiming to investigate the efficiency of using TRM combined with thermal insulation materials. In this section, a brief description of the experimental case study is presented while more details can be found in [10].

The first specimen was tested as-built and served as the control specimen (without TRM or insulation material), whereas the other four specimens were retrofitted with different schemes of TRM combined with thermal insulation materials as shown in

Figure 1. In this study, for the TRM retrofitting layer, commercial glass fiber grid with alkali-resistant coating was used and it was binding with either conventional polymeric cement mortar, or with purposely developed cementitious mortar that incorporates PCM. Besides the use of the PCM for energy upgrading, XPS insulation was also used. The retrofitting systems were applied only on one side of the infilled frames as shown in Fig. 1 to facilitate the application of the proposed methodology in real structures in the easiest possible way and with minimum disturbance to the inhabitants of the buildings. More details about the application of the strengthening system on the specimens are reported in [10]. It is important to mention that there is no mechanical connection between the infill wall and the RC frame. The notation of specimens consists of a series of letters as shown in Fig. 1. The “M” refers to masonry-infilled RC frame, “C” stands for textile reinforced mortar (TRM) in which high-strength conventional polymeric cement mortar is used for binding the textile reinforcement, “X” refers to XPS insulation boards, and “P” stands for TRM in which purposely developed cementitious mortar that incorporates PCM is used for binding the textile reinforcement. The thickness of one layer of TRM ranges from 10mm to 12 mm and the thickness of XPS is equal to 80mm.

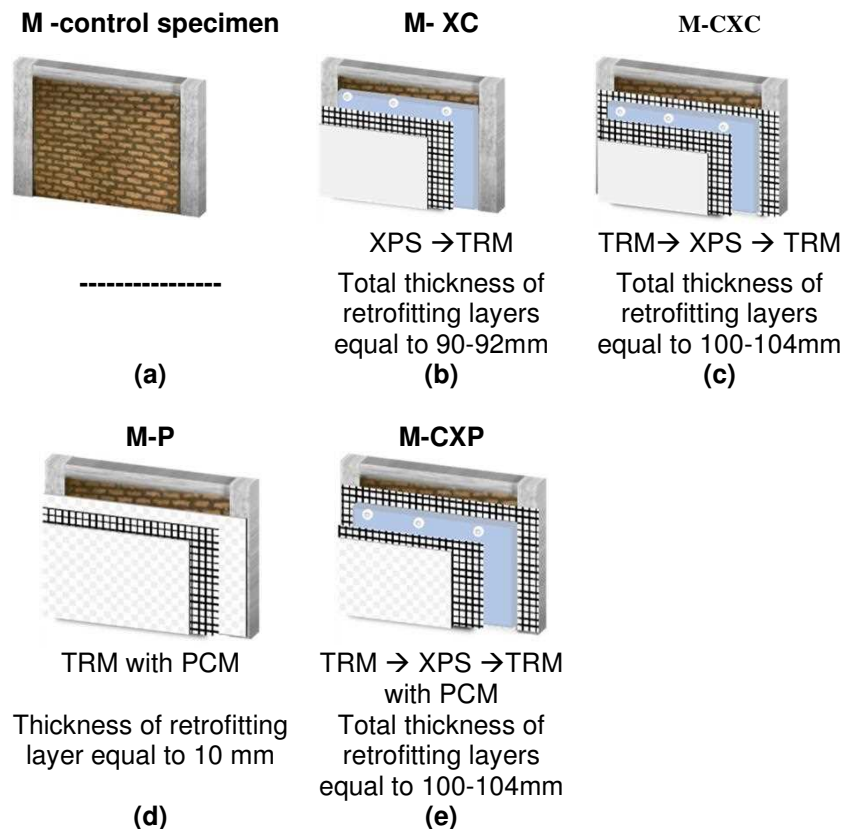


Fig. 1 - (a) Control specimen without retrofitting , (b) M-XC - Specimen retrofitted with one layer of XPS and with one layer of TRM, (c) M-CXC -Specimen retrofitted with one layer TRM, then with XPS, and with one layer of TRM, (d) M-P-Specimen retrofitted with one layer of TRM with PCM and (e) M-CXP-Specimen retrofitted firstly with one layer of TRM, then with one layer of XPS, and with one layer of TRM with PCM.

The design of the masonry-infilled RC frame for this study, i.e geometry, materials, and amount of steel, was selected to represent an existing nonductile building built in southern Europe in the 1960s. The geometry of the tested masonry-infilled RC frames is shown in Fig. 2. The RC columns were of rectangular cross section 200 × 400 mm and the RC beam above the columns was of T-section with cross-sectional dimensions 200 x 500 mm and a flange of width 2000 mm. For the construction of the RC columns and of the T-beam for all specimens C16/20 class concrete was used while for the foundation C30/37 class concrete was used (classification based on Eurocode 2). For

the columns and T-section beam longitudinal reinforcement consisted of deformed bars, which had 16mm diameter, and nominal yield stress equal to 500 MPa (class B500C) were used. The RC foundation beam incorporated grid reinforcement composed of 16 mm bars with 200 mm spacing (Y16/200). Steel stirrups with diameter equal to 10mm (class of S500) were used as transverse reinforcement for all concrete members. The infill wall was constructed using perforated, fired clay bricks with dimensions 100 × 200 × 300 mm and with the perforations running parallel to the unit's length of 300 mm as shown in Fig. 2 (c). The selection of this type of bricks is selected to represent the most common type of infill walls in Cyprus. The infill wall final thickness was equal to the width of the columns (200 mm). Three diagonal compression tests were performed on brick masonry specimens using the ASTM E519. More details about these tests are reported in [10]. The tests showed that the mean shear modulus was found to be 3000 MPa (COV 20%) and the mean shear strength was estimated as 1.37 MPa (COV 18%). The mean values of the compressive strength and elastic modulus obtained from uniaxial compression ASTM C1314 tests are 3.6 MPa (COV 9%) and 6236 MPa (COV 33%), respectively.

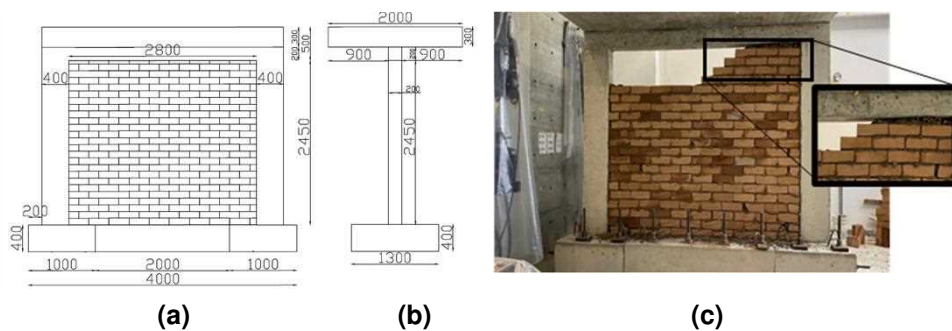


Fig. 2 - (a) Geometry of the masonry-infilled RC frame front view; and (b) side view, and (c) Construction of masonry-infilled RC frame.

For the TRM retrofitting layers, a commercial glass fiber grid (Sikawrap-350G grid) with alkali-resistant coating was used. The grid has a mesh size equal to 18.1 mm × 14.2 mm and is provided in rolls 1000 mm wide. According to the data sheet provided by the producer, the coated grid has an area density of 360 g/m<sup>2</sup> and its tensile strength is 77 kN/m in the wrap direction and 76 kN/m in the weft direction. The elastic modulus of the dry glass fibers composing the grid is 80 GPa. Two types of mortar were used for binding the textile reinforcement in the construction of the retrofitting TRM overlays; conventional polymeric high-strength cement mortar [11] (referred to as conventional mortar), and a purposely developed cementitious mortar that incorporates PCM with 20% w/w ratio of the solid constituents (referred to as PCM-enhanced mortar). The PCM-enhanced mortar was developed in the framework of the SupERB project and offers lower thermal conductivity compared to the conventional one as well as improved specific heat capacity and thermal diffusivity [12]. The conventional mortar gave a compressive strength of 64.4 MPa (COV 4.6%), a flexural strength of 8.6 MPa (COV 9.4%), and an elastic modulus of 31.2 GPa (COV 5.1%). The PCM-enhanced mortar had lower mechanical properties: compressive strength 14.4 MPa (COV 2%), flexural strength 4.8 MPa (COV 8%), modulus of elasticity 4.44 GPa (COV 3%). In this study, besides the use of PCM as a thermal insulation material, XPS thermal insulation boards were also used which was externally applied on one side the specimens. XPS boards 80 mm thick and measuring 2500 × 600 mm were used. Four and a half boards were used in each specimen to completely cover the clear height of the infilled frame. According to EN 1364:2012 the extruded polystyrene used in this study has the following characteristics: R= 2.30 m<sup>2</sup>K/W and thermal conductivity coefficient λ=0.035W/mk.

The test setup is shown in Fig. 3.

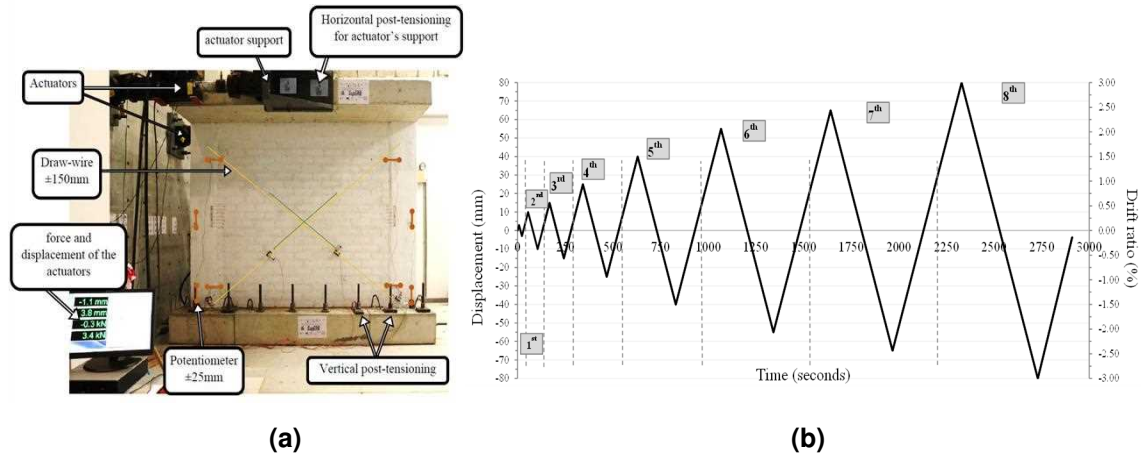


Fig. 3 - (a) Test set up and (b) Displacement history.

Two servo-hydraulic actuators of 500 kN capacity each were mounted on the specimens, one per side. Sixteen prestressing anchors were placed to fix the foundation (RC foundation beam and columns' foundation pad) to the laboratory's strong floor as shown in Fig.3(a). All masonry-infilled RC frame specimens were subjected to a sequence of cycles of predefined displacement. Six cycles of loading were applied to the control specimen M, seven and a half cycles to the M-CX and the M-CXC specimens, six cycles to the M-P specimen, and eight cycles to the M-CXP specimen (Fig 3. (b)). The number of cycles imposed on each specimen was dictated by the degree of damage observed during the test, which was the determining factor for termination of the test for safety reasons. The maximum displacement at the 8th cycle was equal to  $\pm 80\text{mm}$  ( $\pm 2.85\%$  drift ratio). The drift ratios corresponding to each of the eight cycles are 0.11%, 0.35%, 0.53%, 0.89%, 1.43%, 1.96%, 2.32%, and 2.85%.

### 3. ENERGY PERFORMANCE TESTS ON SMALL-SCALE BRICK ROOMS COATED TRM COMBINED WITH THERMAL INSULATION MATERIALS

The integrated seismic and energy retrofitting approach examined in this study consisted of TRM overlays combined either with traditional thermal insulation, XPS, or with thermally efficient mortar incorporating PCM. Besides the full-scale in-plane loading tests on retrofitted masonry-infilled RC frames aiming to investigate the structural performance of this integrated approach as presented in previous section (Section 2), a series of tests for examining the energy performance of this integrated approach were also carried out in this study. Thus, in order to quantify the energy performance of the thermal insulation materials used in this study (traditional thermal insulation, XPS, and thermally efficient mortar incorporating PCM), three (3) small rooms (cubicles) were constructed and used as case studies. The three rooms were coated (retrofitted) with different schemes of TRM combined with thermal insulation materials as shown in Fig. 4. The different retrofitting schemes for these rooms were selected according to the testing specimens presented in previous sections. Room 1 (R1) was coated with three layers as follows: one-layer TRM applied on bricks, and then with XPS over the TRM layer, and with one layer of TRM enhanced with PCM (last layer). Room 2 (R2) was coated with two layers as follows: XPS and then with one layer of TRM over it. Room 3 (R3) was coated with one layer of TRM enhance with PCM. The roof for all the rooms was covered with wood (1cm thick), which was insulated with XPS (8cm thick). Further, for waterproofing purposes, a bitumen membrane was used on top of the polystyrene. For the side opening, wood with attached polystyrene was used as a door. The door was pushed/fixed into the opening once the experiments started.

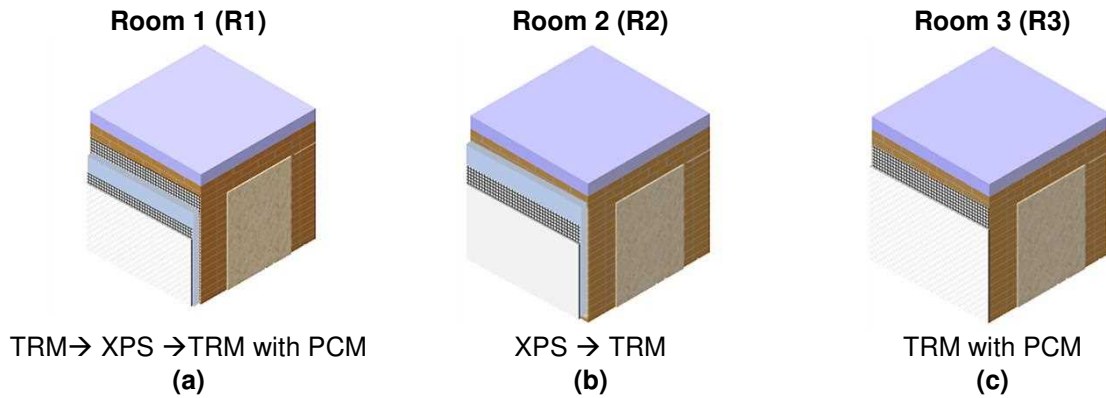


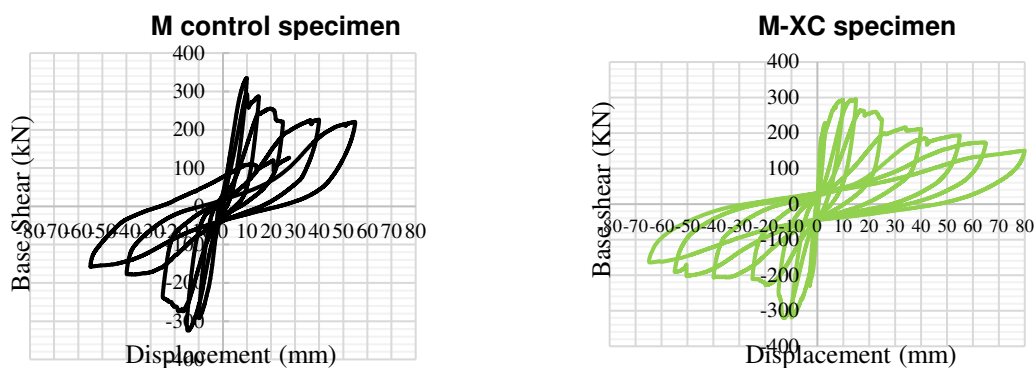
Fig. 4 - . (a) R1 coated with one-layer TRM, and then with XPS polystyrene, and with one layer of TRM enhanced with PCM (last layer), (b) R2 coated with XPS polystyrene and then with one layer of TRM, and (c) R3 coated with one layer of TRM enhance with PCM.

The three small rooms were placed on the roof of the Earthquake Engineering Laboratory of the Cyprus University of Technology in Limassol. The rooms were constructed using bricks only, with a single opening (1.2m x 1.6m) on one side as entrance of the room. The external dimensions of the rooms were 2.1m x 2.17m x 2.14m with an internal volume to 1.7m x 1.77m x 1.94m. The dimensions of the rooms were selected so that meaningful/reliable results would be acquired. The same construction method was used to build three rooms. In each room, A/C was used for cooling and heating and the consumption was monitored by installed power meters. The power meters were installed inside the room and was attached to the A/C unit wiring through its clamp. The temperature data loggers were positioned under the A/C units so that they were not affected by the air flow.

The testing procedure involved the measurement and comparison of the room's A/C consumption without (phase 1) and with insulation (phase 2) in order to quantify the effect of different insulation materials. The consumption of the A/C unit installed in each room was measured at a constant indoor temperature during the experiments, at three (3) different temperatures, 20°C, 25°C and 30°C. A temperature data logger was also used to measure the ambient temperature during the experiments.

#### 4. RESULTS AND DISCUSSION

In this section the results obtained from the testing of the five masonry-infilled RC frame specimens are presented and discussed on the basis of their global behavior. Figure 5 presents the base-shear force in relation to the top-displacement (hysteresis curve) as obtained from the testing of the five masonry-infilled RC frame specimens. The number of cycles imposed on each specimen was dictated by the degree of damage observed during the test, which was the determining factor for termination of the test for safety reasons.



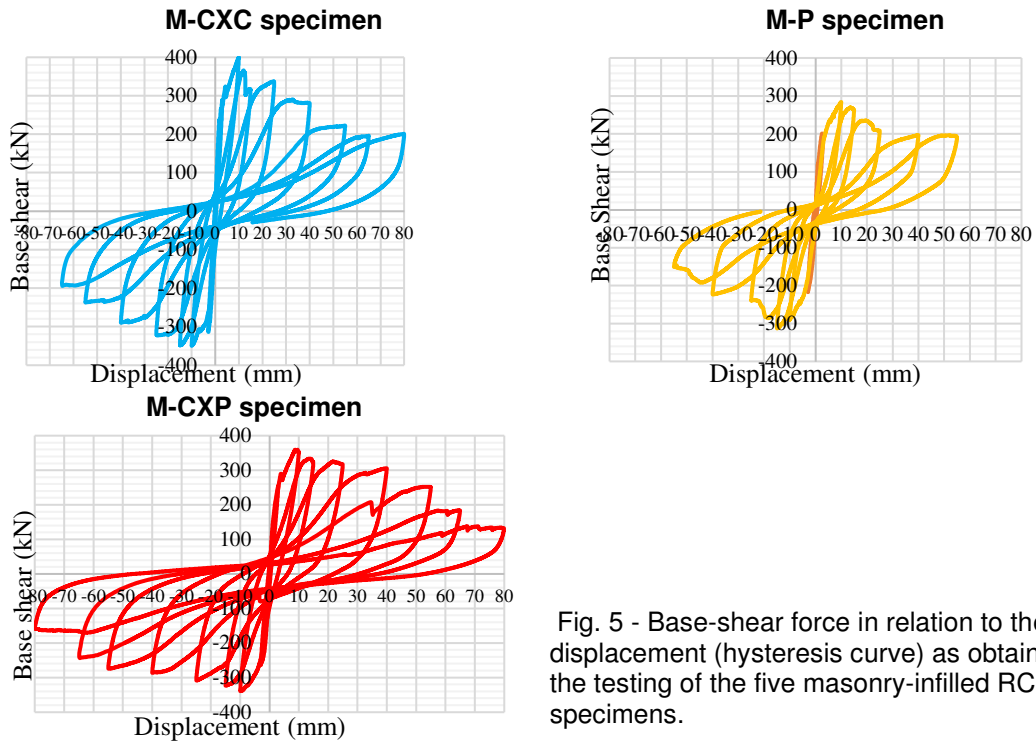


Fig. 5 - Base-shear force in relation to the top-displacement (hysteresis curve) as obtained from the testing of the five masonry-infilled RC frame specimens.

Figure 6 compares the envelopes of the base shear vs drift ratio curves until the third cycle of loading, which corresponds to 0.53% drift ratio (Fig. 6 (a)), and up to the total duration of the test (Fig. 6(b)).

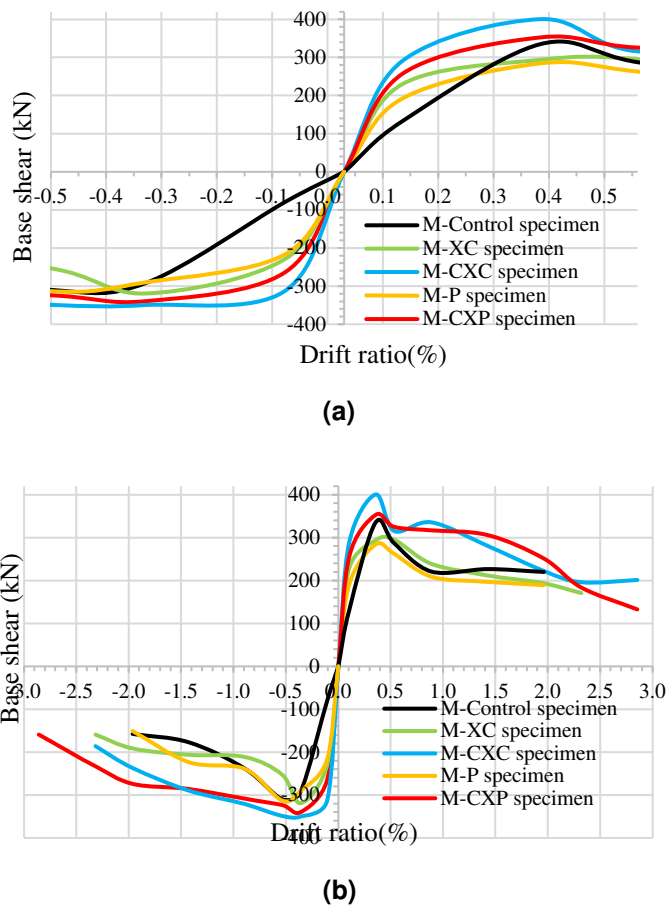


Fig. 6 - Envelopes curves for all specimens in terms of base-shear versus drift ratio (a) until the third cycle of loading at the corresponding drift ratio of 0.53%, and (b) total duration of the test.



From Fig. 6(a) it is observed that up to about a drift ratio of +0.2% in the positive or -0.3% in the negative direction the lateral resistance of the retrofitted infilled frames is higher than that of the control specimen (black line in Fig. 6 (a)), regardless of the retrofitting scheme. Moreover, a substantial increase is observed in the initial lateral stiffness that is calculated from the base-shear - displacement data of the first loading cycle (up to a drift ratio of  $\pm 0.1\%$ ). In all cases, the maximum base-shear force was attained during the second or third cycle of loading which corresponds to 0.35-0.53% drift ratio. From Fig.6 (b) it is observed that the drift ratio of the specimens retrofitted with two layers of TRM with or without PCM is equal to 2.85%, which corresponds to a displacement capacity of +80mm, while for the unretrofitted specimen (M -control specimen, black line) it is equal to  $\pm 1.96\%$  drift ratio ( $\pm 55\text{mm}$  displacement capacity). Thus, the displacement capacity of infilled frames increases by 45% by using two layers of TRM with or without PCM. It can be also observed that the response of the infilled frame retrofitted with a single layer of TRM with PCM (M-P specimen, yellow line) is almost the same with the unretrofitted one (M -control specimen, black line) after the 0.35-0.53% drift ratio. Figure 6 (b) shows that after exceeding a 0.53% drift ratio, the lateral resistance of the infilled frames retrofitted with two layers of TRM (M-CXC and M-CXP specimen, blue and red line, respectively) increases compared to that of the un-retrofitted one (M-control specimen black line) and compared to that of the infilled frames retrofitted either with one layer of TRM or one layer of TRM with PCM (M-XC and M-P specimen, green and yellow line, respectively). The increased strength is maintained for large levels of imposed displacement. A detailed table regarding the results of each specimen is presented in [10] (Table 3).

The energy efficiency of the integrated approach examined in this study is presented in Table 1. This table shows the average reduction in energy consumption after insulation is applied in the three cases considered in this study as shown in Fig. 4. The results show a significant improvement in the energy performance of the insulated rooms. Specifically, the results from the energy performance tests showed that the TRM can be combined effectively with thermal insulation materials either with XPS or with PCM to increase the overall energy efficiency of the masonry-infilled RC frame buildings by 50%.

Table 1-Summary of average saving's estimation.

	Room 1 (R1) TRM+XPS +TRM with PCM	Room 2 (R2) XPS +TRM	Room 3 (R3) TRM with PCM
Savings in energy consumption (%)	48.8%	50.4%	51.4%

## 5. CONCLUSIONS

In this paper part of the experimental campaign in the framework of the SupERB research project aiming to investigate the efficiency of integrated seismic and energy upgrading systems is presented. The solutions examined are based on the use of TRM overlays constructed using both conventional polymer-modified cement mortar combined with traditional thermal insulation composed of XPS boards, and a purposely developed thermally efficient cementitious mortar incorporating PCM, which was providing both thermal and structural upgrading. Specifically, the structural performance of the five masonry-infilled RC frames retrofitted with different schemes of the integrated approach under in-plane cyclic loading was presented and discussed. Also, the tests for examining the energy performance of different schemes of the proposed integrated approach are also presented.

From results obtained from this study it can be concluded that all energy and seismic upgrading systems examined in this study have a positive impact in the response of the structural system to cyclic loading, with the ones with two layers of TRM having a better performance compared to the ones with one layer of TRM and all of them a better performance than the control specimen. The use of two layers of TRM cancels the drawback of infilled frames, which at very small drifts they reach their maximum capacity and after that they rapidly fall to the capacity of the bare frame, providing capacities above 80% of their peak capacity for drifts up to 2%. Also, the TRM can be combined effectively with thermal insulation materials either with XPS or with PCM to increase the overall energy efficiency of the masonry-infilled RC frame buildings by 50% on average.

The proposed integrated approach can be applied on the exterior face of the structure, so as to facilitate its application in real structures in the easiest possible way and with minimum disturbance to the inhabitants of the buildings. The philosophy behind this retrofitting method is that it will provide confinement to buildings by wrapping the TRM all around the structure with adequate anchorage length at places where a connection should be made.

## 6. ACKNOWLEDGEMENT

The work presented in this paper has been undertaken in the framework of the research project “Novel integrated approach for seismic and energy upgrading of existing buildings” SupERB (INTEGRATED/ 0916/0004), which is co-funded by the Cyprus Research and Innovation Foundation and the European Regional Development Fund, under the Integrated Projects call of the “RESTART 2016-2020” Programme for Research, Technological Development and Innovation.

## 7. REFERENCES

- [1] Calvi GM, Sousa L, Ruggeri C. Energy Efficiency and Seismic Resilience: A Common Approach. Multi-hazard Approaches to Civil Infrastructure Engineering, Cham: Springer International Publishing; 2016. DOI: 10.1007/978-3-319-29713-2\_9.
- [2] Marini A, Passoni C, Belleri A, Feroldi F, Preti M, Metelli G, et al. Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 2022; 26(7): 2475–2495. DOI: 10.1080/19648189.2017.1363665.
- [3] European Committee. The European Green Deal. Brussels, 11.12.2019, COM(2019)640. 2019.
- [4] EC. A Renovation Wave for Europe -greening our buildings, creating jobs, improving lives, COM (2020). 2020.
- [5] C. Filippou, A. Furtado, M. T. De Risi, N. Kyriakides, and C. Z. Chrysostomou, “Behaviour of Masonry-Infilled RC Frames Strengthened Using Textile Reinforced Mortar: An Experimental and Numerical Studies Overview,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 00, no. 00, pp. 1–25, 2022, doi: 10.1080/13632469.2021.1988763.
- [6] Triantafillou TC, Karlos K, Kefalou K, Argyropoulou E. An innovative structural and energy retrofitting system for URM walls using textile reinforced mortars combined with thermal insulation: Mechanical and fire behavior. *Construction and Building Materials* 2017; 133: 1–13. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.032.
- [7] Gkournelos PD, Bournas DA, Triantafillou TC. Combined seismic and energy upgrading of existing reinforced concrete buildings using TRM jacketing and thermal insulation. *Earthquake and Structures* 2019; 16(5): 625–639. DOI: 10.12989/eas.2019.16.5.625.

- [8] Facconi L, Lucchini SS, Minelli F, Grassi B, Pilotelli M, Plizzari GA. Innovative method for seismic and energy retrofitting of masonry buildings. *Sustainability (Switzerland)* 2021; 13(11): 1–21. DOI: 10.3390/su13116350.
- [9] Bournas DA. Concurrent seismic and energy retrofitting of RC and masonry building envelopes using inorganic textile-based composites combined with insulation materials: A new concept. *Composites Part B: Engineering* 2018; 148(March): 166–179. DOI:
- [10] C. Christis Z, V. Renos, K. Nicholas, I. Rogiros, F. Christiana A, and B. Stathis, “Seismic and energy upgrading of existing buildings—full-scale testing of retrofitted masonry-infilled RC frames,” *Earthq Eng Struct Dyn*, 2023, doi: 10.1002/eqe.3965
- [11] <https://tsircon.com/product/tsirco-poly-122-122/>.
- [12] Illampas R, Rigopoulos I, Ioannou I. Influence of microencapsulated Phase Change Materials (PCMs) on the properties of polymer modified cementitious repair mortar. *Journal of Building Engineering* 2021; 40(November 2020): 102328. DOI: 10.1016/j.jobe.2021.102328.

## MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO SÍSMICO E ENERGÉTICO DE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA

**RAFAEL SARAIVA**  
Aluno Mestrado  
Univ. Minho

**ANA MARTA CARNEIRO**  
Bolsista de Investigação  
MEtRICs, Univ. Minho

**PEDRO GONÇALVES**  
Bolsista de Investigação  
MEtRICs, Univ. Minho

**ANA CRISTINA FERREIRA**  
Professora Auxiliar  
COMEGI, Univ. Lusíada

**SENHORINHA TEIXEIRA**  
Professora Associada  
Algoritmi, Univ. Minho

**DANIEL V. OLIVEIRA**  
Professor Associado  
ISISE, Univ. Minho

### SUMÁRIO

Atualmente, os edifícios de alvenaria são alvo de crescente preocupação devido à necessidade de os proteger de ações sísmicas e de garantir um bom isolamento térmico. O presente estudo baseou-se num edifício localizado na região de Lisboa e teve como objetivo a simulação do comportamento sísmico e dos consumos de energia. Para a análise sísmica foi utilizado o *software 3MURI* que permitiu uma análise do comportamento sísmico do edifício, baseada na análise *pushover* e verificação da capacidade de deslocamento da estrutura. Para o estudo energético foi usado o *software EnergyPlus* que utiliza os regulamentos em vigor e calcula o consumo de energia anual e mensal, assim como as temperaturas interiores diárias. Os resultados permitiram concluir que o edifício não atende aos padrões de segurança sísmicos regulamentares, tendo sido implementado um reforço integrado sísmico e energético que se traduziu num aumento no desempenho sísmico e numa melhoria significativa do desempenho energético.

### ABSTRACT

Masonry buildings are currently the subject of growing concern due to the need to protect them from seismic action and ensure good thermal insulation. The current study was based on a building located in the Lisbon region and aimed to simulate seismic behaviour and energy consumption. For the seismic analysis, the 3MURI software was used, which enabled an analysis of the building's seismic behaviour, based on pushover analysis and verification of the structure's displacement capacity. For the energy study, EnergyPlus software was used, which utilizes current regulations and calculates annual and monthly energy consumption, as well as daily indoor temperatures. Results allowed to conclude that the building did not meet the necessary regulatory seismic safety standards and an integrated seismic and energy reinforcement was implemented, which resulted in an increase in seismic performance and a significant improvement in energy performance.

**PALAVRAS-CHAVE:** Comportamento sísmico, Isolamento térmico, *3MURI*, *EnergyPlus*, Consumo de energia

## 1. INTRODUÇÃO

A construção em alvenaria representa uma das técnicas construtivas mais antigas e essenciais da história da construção, pela sua durabilidade, estabilidade e facilidade de uso. Em zonas urbanas é habitual encontrar construções com alvenaria, predominantemente em edifícios residenciais e também em edifícios históricos [1].

A alvenaria é um material de construção composto por blocos de pedra, tijolos cerâmicos, adobe, entre outros, unidos através da junta, podendo ser preenchidas com argamassa, formando uma estrutura resistente e estável. As propriedades mecânicas da alvenaria são dependentes dos materiais utilizados, das dimensões, formas e disposição dos elementos, apresentando, tipicamente, baixa resistência à tração. Contudo, edifícios de alvenaria corretamente projetados são capazes de resistir a cargas sísmicas [2].

Todavia, uma consideração histórica revela que os edifícios construídos com alvenaria, particularmente quando os elementos estruturais (paredes e pavimentos) não estão devidamente interligados, são altamente suscetíveis a danos durante eventos sísmicos. Em certas regiões da Europa, existe uma elevada perigosidade sísmica, pelo que a vulnerabilidade das estruturas antigas de alvenaria pode originar perdas consideráveis, a nível humano e material [1].

Para além da questão estrutural, os edifícios antigos são caracterizados pela elevada quantidade de energia dissipada, devido à sua fraca envolvente, geralmente sem a presença de isolamento térmico. A intervenção na envolvente, pela aplicação de isolamento, tem efeitos benéficos no desempenho e consumo energético dos edifícios [3][4].

Desta forma, existe um elevado interesse em realizar intervenções em edifícios antigos com construções de alvenaria para melhorar tanto a vertente sísmica como a energética [5]. O reforço integrado sísmico e energético é uma técnica de reabilitação de edifícios que se encontram neste cenário, visando melhorar a sua resistência a sismos, reduzir o consumo de energia e melhorar o conforto térmico dos ocupantes [6]. Para atingir estes objetivos pode-se utilizar vários tipos de intervenções, tendo-se neste trabalho optado por intervenções na envolvente, por aplicação de compósitos reforçados com têxteis (TRM) e isolamento térmico [6][7]. Assim, o objetivo deste trabalho é a análise sísmica, utilizando o *software 3MURI*, e a análise energética, com o uso do *EnergyPlus*, de um edifício representativo de alvenaria, e a reabilitação deste pela implementação de TRM e isolamento térmico.

## 2. CASO DE ESTUDO

### 2.1. Descrição do caso de estudo

O edifício, localizado na região de Lisboa e construído num terreno do tipo B, é constituído por 4 pisos e ocupa uma área de 14x13 m<sup>2</sup>. As paredes exteriores são de alvenaria de pedra, com 60 cm de espessura na base, 50 cm no primeiro andar, e 40 cm nos restantes 2 andares. No que diz respeito às paredes interiores, constituídas por alvenaria de tijolo maciço, têm espessura constantes em altura, apenas dependendo da sua localização em planta, onde poderão ter 30 cm ou 20 cm. Todos os andares têm uma altura de 3 m. Os pavimentos são de madeira, com soalho de 2,5 cm de espessura. A planta geral do edifício descrito pode ser observada na Figura 1.

Para o estudo energético, a condutividade térmica dos materiais é uma propriedade que influencia os resultados. Os valores adotados para esta propriedade encontram-se listados na Tabela 1.

Na Tabela 2 é possível observar os perfis de utilização definidos no *OpenStudio*, que são importantes para a análise energética do edifício.

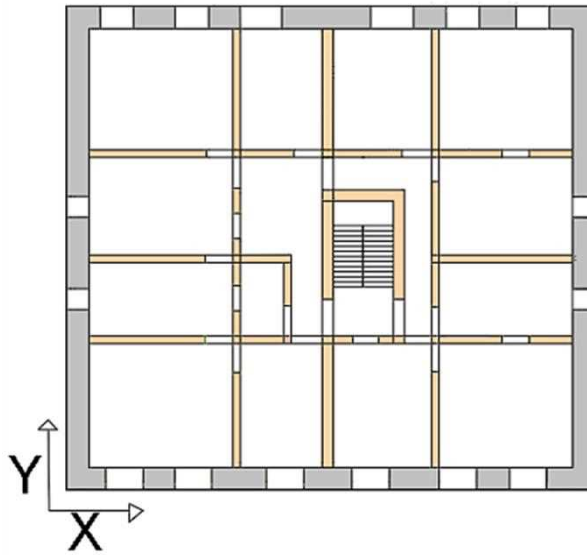


Fig. 1 - Planta geral do edifício em estudo.

Tabela 1 - Condutividade térmica dos materiais.

Material	Condutividade Térmica (W/m.K)
Alvenaria de pedra	2.30
Alvenaria de tijolo	0.39
Argamassa	1.30
Madeira do pavimento	0.30
Madeira das portas	0.15
Vidro	0.90

Tabela 2 – Definição dos perfis de utilização.

Tipo de Perfil	Horário Semanal	Horário de Fim-de-Semana	Temperatura (°C)
Aquecimento	19h00 - 08h00	Todo o dia	18
Arrefecimento	19h00 - 08h00	Todo o dia	25
			Ocupação (%)
Equipamentos Eletrônicos	Todo o dia	Todo o dia	100
Iluminação	07h00 – 08h00 19h00 – 00h00	08h00 – 00h00	100
Infiltrações	Todo o dia	Todo o dia	100
Renovações de ar	Todo o dia	Todo o dia	100
			Taxa metabólica (W)
Ocupação	19h00 - 08h00	Todo o dia	126

## 2.2. Modelo e softwares

### 2.2.1. 3MURI

O *software 3MURI* é uma ferramenta de análise estrutural que pode ser usada tanto em edifícios novos quanto em edifícios existentes, isolados ou agregados. Este *software* tem como objetivo verificar a segurança regulamentar de edifícios relativamente à sísmica. O *software 3MURI* permite analisar estruturas de alvenaria e/ou mistas usando uma análise estática não linear, conhecida como análise "*pushover*". Especificamente, a ferramenta *3MURI* emprega o método de cálculo *FME (Frame by Macro Elements)*, para o estudo da resposta sísmica das construções no plano e fora do plano [8].

### 2.2.2. EnergyPlus

O *software EnergyPlus* é um programa de simulação energética de edifícios utilizado para modelar o consumo energético. Este programa foi utilizado como um motor de cálculo, uma vez que se recorreu ao *OpenStudio* e ao *SketchUp* como interface gráfica [9]. Neste estudo, o *SketchUp* foi a ferramenta CAD empregue para modelar a geometria do edifício. Como é possível observar na Figura 2, o edifício encontra-se dividido em quatro andares e cada andar corresponde a uma zona térmica diferente.

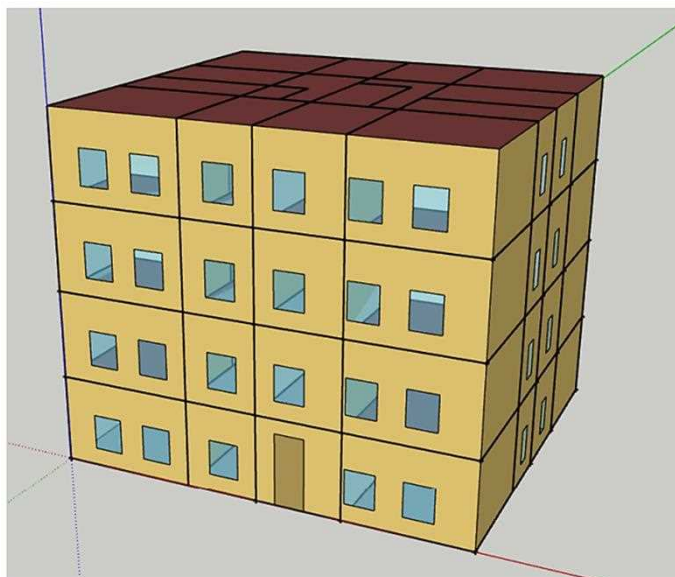


Fig. 2 - Representação do modelo 3D no *Sketchup*.

A informação climática deve ser conhecida, pois é um parâmetro essencial no cálculo térmico. Recorrendo à base de dados do *EnergyPlus*, os dados relativos à região de Lisboa foram inseridos no *OpenStudio*. Por sua vez, o reforço térmico aplicado foi a cortiça, cujas propriedades se encontram na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades da cortiça.

Material	Rugosidade	E (m)	Condutividade Térmica (W/m.K)	Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )	Calor específico (J/kg.K)
Cortiça	Semi rugoso	0.06	0.039	120	1800

### 2.2.3. Definição do Modelo

Com a geometria do edifício estabelecida, é possível prosseguir com a modelação no *software 3MURI*. Com o auxílio do programa *AutoCad*, foi possível desenhar a planta do edifício, tendo em consideração que o *3MURI* permite desenhar os alinhamentos correspondentes às paredes sobre a imagem. De seguida definiram-se os materiais utilizados nas paredes, ou seja, alvenaria de pedra e de tijolo, e as suas características mecânicas. Definiu-se a geometria das paredes e aberturas, assim como o material a ser utilizado em cada elemento. Relativamente ao pavimento, este foi dividido em 15 partes elementares, conforme indicado na Figura 1.

## 3. RESULTADOS DA ANÁLISE SÍSMICA

Nesta secção são apresentados os resultados da análise sísmica da estrutura sem reforço, provenientes do *3MURI*. São descritas algumas técnicas de reforço sísmico, com ênfase no TRM [10], e apresentados os seus resultados.

Com os resultados do *3MURI*, representados na Figura 3 em termos do rácio capacidade de deslocamento / exigência de deslocamento, é possível concluir que a estrutura não se encontra em segurança sísmica (rácio menor que 1), pois segundo o Eurocódigo 8, a verificação de segurança para o estado limite de danos severos (SD) não é cumprida.

Direção X						
Perfil da força sísmica	Exc. (m)	Sentido	NC	SD	DL	
Uniforme	0,00	+	1,12	1,60	1,30	
	0,00	-	0,56	0,80	0,92	
	64,90	+	0,89	1,27	1,30	
	64,90	-	0,56	0,80	0,93	
	-64,90	+	1,10	1,58	1,29	
Modo fundamental	-64,90	-	0,56	0,80	0,91	
	0,00	+	0,94	1,34	1,20	
	0,00	-	0,60	0,86	0,86	
	64,90	+	0,87	1,24	1,23	
	64,90	-	0,67	0,96	0,85	
Direção Y	-64,90	+	1,00	1,42	1,21	
	-64,90	-	0,60	0,86	0,86	
	Uniforme	0,00	+	0,46	0,71	1,47
		0,00	-	0,64	0,96	1,43
		70,95	+	0,44	0,69	1,47
70,95		-	0,48	0,73	1,34	
-70,95		+	0,67	1,00	1,33	
Modo fundamental	-70,95	-	0,63	0,95	1,32	
	0,00	+	0,47	0,69	1,09	
	0,00	-	0,41	0,61	1,10	
	70,95	+	0,47	0,70	1,22	
	70,95	-	0,44	0,66	1,21	
Direção X	-70,95	+	0,41	0,62	1,00	
	-70,95	-	0,36	0,53	0,96	
	Direção Y					
	Uniforme	0	+	0,874	0,96	1,224
		0	-	1,359	1,493	1,249
70,95		+	0,832	0,914	1,213	
70,95		-	0,973	1,069	1,154	
-70,95		+	1,434	1,576	1,109	
Modo fundamental	-70,95	-	1,37	1,505	1,147	
	0	+	1,024	1,125	1,05	
	0	-	0,895	0,983	1,11	
	70,95	+	1,017	1,118	1,179	
	70,95	-	0,907	0,996	0,974	
Direção X	-70,95	+	0,967	1,062	1,215	
	-70,95	-	0,785	0,863	0,97	

Fig. 3 – Resultados da análise sísmica para a ação Tipo 1 e Tipo 2.

Com o objetivo de melhorar o comportamento sísmico das estruturas, existem várias técnicas de reforço, nomeadamente: instalação de tirantes ao nível dos pisos; ligação entre as paredes e o diafragma horizontal; ligação entre paredes adjacentes; injeção; aumento da rigidez do diafragma horizontal no seu plano; reforço das paredes com compósitos com matriz orgânica (TRM).



Neste trabalho, optou-se pelo uso de compósitos TRM (argamassa à base de cal reforçada com malhas de fibra de vidro, aplicada na face exterior das paredes envolventes). A argamassa é responsável por proteger e envolver as fibras de reforço, bem como por transferir as tensões entre o substrato e as fibras. A principal função da malha é fornecer resistência à tração ao sistema, pois as tensões são transmitidas por coesão e atrito ao longo da interface entre a argamassa e as fibras [6]. Com a aplicação deste reforço, é possível melhorar as propriedades mecânicas da alvenaria, nomeadamente a resposta em corte e tração.

Na Tabela 4 são apresentados os resultados da resposta sísmica da estrutura após a consideração do TRM. De notar que apenas é ilustrada a resposta à ação tipo 1, pois esta é a ação condicionante.

Como se pode verificar, a estrutura apresenta uma melhoria significativa para o estado limite de danos severos, apesar de ainda não verificar a segurança regulamentar.

Tabela 4 – Melhoria após aplicação do TRM.

Direção X				Direção Y			
Dist. Força sísmica	SD	SD (Após reforço)	Melhoria (%)	Dist. Força sísmica	SD	SD (Após reforço)	Melhoria (%)
Uniforme	1,60	1,78	11,1	Uniforme	<b>0,71</b>	<b>0,87</b>	22,3
	<b>0,80</b>	<b>0,93</b>	15,4		<b>0,96</b>	1,05	9,4
	1,27	1,75	37,0		<b>0,69</b>	<b>0,81</b>	17,5
	<b>0,80</b>	<b>0,95</b>	18,8		<b>0,73</b>	1,07	46,0
	1,58	1,79	13,4		1,00	<b>0,81</b>	-19,2
	<b>0,80</b>	<b>0,95</b>	18,9		<b>0,95</b>	<b>0,99</b>	3,9
Modo fundamental	1,34	1,34	-0,1	Modo fundamental	<b>0,69</b>	1,02	46,8
	<b>0,86</b>	<b>0,92</b>	7,5		<b>0,61</b>	<b>0,90</b>	47,9
	1,24	1,38	11,4		<b>0,70</b>	1,17	67,2
	<b>0,96</b>	<b>0,93</b>	-2,7		<b>0,66</b>	<b>0,88</b>	34,0
	1,42	2,13	49,4		<b>0,62</b>	<b>0,92</b>	49,3
	<b>0,86</b>	<b>0,92</b>	6,8		<b>0,53</b>	<b>0,83</b>	55,3

#### 4. RESULTADOS DA ANÁLISE TÉRMICA

Os resultados das simulações energéticas mostram que os consumos mensais são influenciados pela temperatura média exterior, quer no caso de não existir isolamento, quer no caso de se utilizar o reforço integrado (TRM e cortiça).

A primeira análise efetuada baseou-se nos resultados obtidos na simulação que não contempla o uso de reforço integrado, enquanto a segunda análise se refere à consideração do reforço integrado. A comparação dos resultados obtidos encontra-se na Figura 4. Como se pode observar, janeiro e julho são os meses críticos, pois são os que apresentam consumos mais elevados para o aquecimento e para o arrefecimento, respetivamente. Por outro lado, os meses de junho e outubro são os que apresentam consumos energéticos mais baixos. Estes resultados devem-se às baixas temperaturas exteriores em janeiro e às temperaturas mais amenas no mês de junho e outubro.

Os resultados expressos na Figura 4 mostram que em janeiro o consumo diminui substancialmente, cerca de 40%, com a aplicação de cortiça. Apesar de todos os consumos mensais diminuírem com a aplicação do reforço, a diferença é mais visível durante a estação de aquecimento.

Comparando os resultados dos consumos obtidos, os quais se encontram ilustrados na Figura 5, é possível perceber que o consumo devido aos equipamentos interiores e à

iluminação interior não varia com a aplicação da cortiça. Por sua vez, o arrefecimento e o aquecimento apresentam uma redução no consumo energético de 44% e 43% com o uso do reforço integrado, respetivamente.

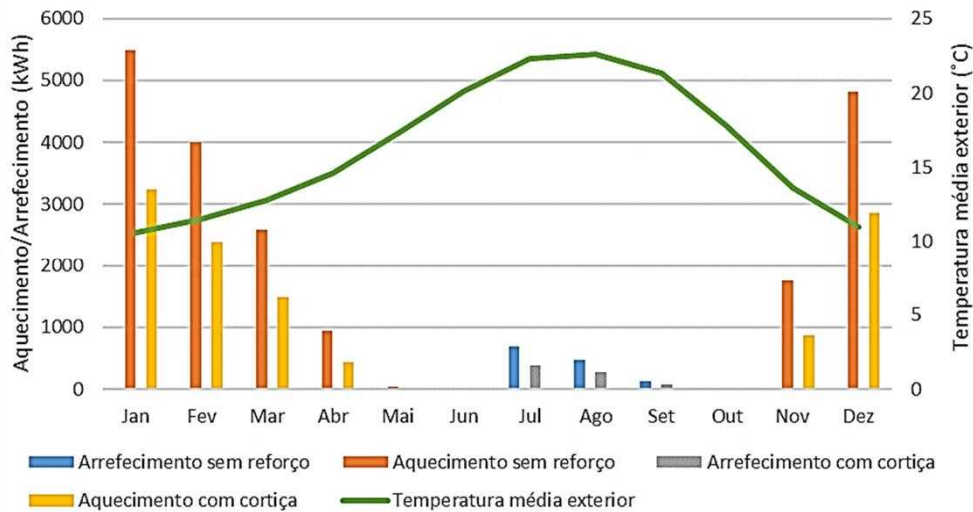


Fig. 4 – Consumo de energia mensal, sem reforço e com reforço integrado.

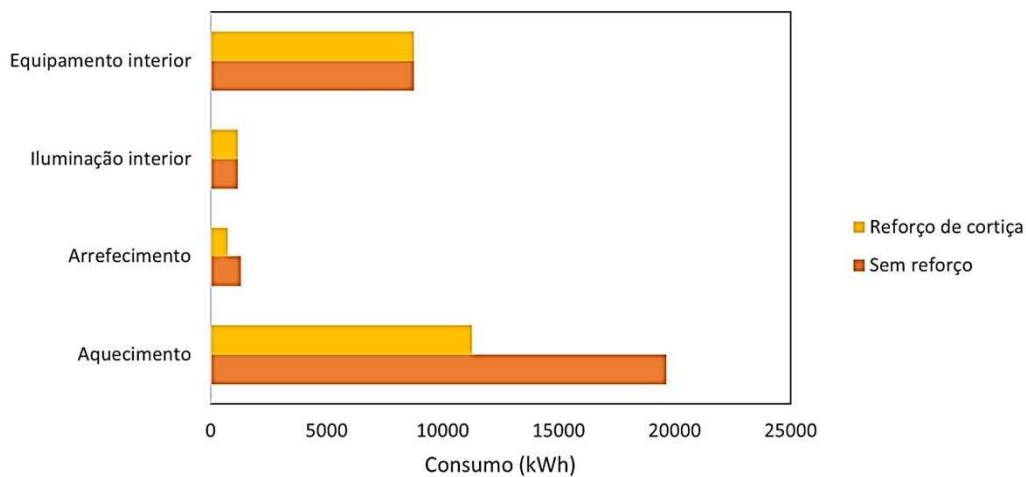


Fig. 5 – Comparação do consumo anual, sem reforço e com reforço integrado.

## 5. CONCLUSÕES

Da análise inicial do caso de estudo verifica-se que a estrutura não se encontra em segurança relativamente à ação sísmica, o que torna necessário algum tipo de intervenção de modo a melhorar as características mecânicas dos elementos estruturais, logo da resposta da estrutura. Assim, após a aplicação da técnica TRM, foi possível concluir que esta é bastante eficiente no aumento da capacidade da estrutura, mas que se revelou insuficiente para verificar a segurança sísmica.

No que diz respeito à análise térmica, foi estudada a hipótese de se utilizar cortiça como forma de tornar o edifício mais eficiente energeticamente. A aplicação deste reforço térmico demonstrou ter benefícios, pois permite a diminuição considerável do consumo de energia aquando do aquecimento e do arrefecimento, totalizando numa redução de 42% no consumo energético para a climatização. Desta forma, é possível concluir que a solução de reforço integrado é eficaz do ponto de vista energético, melhorando assim o desempenho energético do edifício em questão.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT/MCTES através do projeto 2022.01429.PTDC ([10.54499/2022.01429.PTDC](https://doi.org/10.54499/2022.01429.PTDC)), por fundos nacionais através da Unidade de R&D Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE) com a referência UIDB/04029/2020 ([10.54499/UIDB/04029/2020](https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020)), do Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems (ARISE) com a referência LA/P/0112/2020, e do ALGORITMI com a referência UIDB/00319/2020.

Agradece-se à empresa S.T.A. Data pela cedência de uma licença do software 3MURI no âmbito da dissertação de mestrado do primeiro autor.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] A. Araújo, “Modelling of the seismic performance of connections and walls in ancient masonry buildings,” Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, 2014.
- [2] F. Almeida, “Avaliação da segurança sísmica de edifícios antigos de alvenaria.”
- [3] D. Esteves, “Simulação energética de um edifício usando o EnergyPlus em comparação com outros programas certificados,” Dissertação de mestrado, Universidade do Minho, Guimarães.
- [4] R. Saraiva *et al.*, “Use of different thermal insulation materials in a masonry building energy: trade-off between energy and economic performance,” in *6th International Conference on Energy and Environment: bringing together Engineering and Economics*, Guimarães, 2024.
- [5] N. Ademovic, A. Formisano, L. Penazzato, and D. V. Oliveira, “Seismic and energy integrated retrofit of buildings: A critical review,” *Front Built Environ*, vol. 8, Nov. 2022, doi: 10.3389/fbuil.2022.963337.
- [6] D. Pohoryles *et al.*, “Technologies for the combined seismic and energy upgrading of existing buildings,” Oct. 2022. doi: 10.2760/86567.
- [7] K. Karlos, A. Tsantilis, and T. Triantafillou, “Integrated Seismic and Energy Retrofitting System for Masonry Walls Using Textile-Reinforced Mortars Combined with Thermal Insulation: Experimental, Analytical, and Numerical Study,” *Journal of Composites Science*, vol. 4, no. 4, p. 189, Dec. 2020, doi: 10.3390/jcs4040189.
- [8] S.T.A. Data, “3Muri User’s Manual,” 2017.
- [9] L. Brackney, A. Parker, D. Macumber, and K. Benne, *Building Energy Modeling with OpenStudio*. Cham: Springer International Publishing, 2018. doi: 10.1007/978-3-319-77809-9.
- [10] L. A. S. Kouris and T. C. Triantafillou, “Design Methods for Strengthening Masonry Buildings Using Textile-Reinforced Mortar,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 23, no. 1, Feb. 2019, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000906.

## **REFORÇO INTEGRADO SÍSMICO E ENERGÉTICO PARA ENVOLVENTES DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO: ONDE E COMO?**

**ANDRÉ FURTADO**

Professor Auxiliar  
CERIS – Instituto Superior Técnico

**HUGO RODRIGUES**

Professor Associado  
RISCO – Universidade de Aveiro

### **SUMÁRIO**

O estudo do comportamento sísmico das paredes de enchimento localizadas nas fachadas dos edifícios tem sido, durante os últimos anos, alvo de uma especial atenção por parte da comunidade científica internacional motivado pelas observações realizadas em missões de reconhecimento de danos pós-sismo. Ao mesmo tempo, as paredes são responsáveis por uma parte significativa da eficiência energética dos edifícios. Tendo em conta as atuais prioridades definidas pelos vários órgãos governamentais nacionais e internacionais torna-se fundamental identificar os cenários onde deve ser prioritário o reforço integrado sísmico e energético ou, por outro lado, o reforço sísmico ou reforço energético. Com base nesta motivação, o presente trabalho visa apresentar uma metodologia que permitirá identificar as regiões e os edifícios de betão armado prioritários em Portugal para os três diferentes tipos de reforços. Para além disso, será apresentada uma nova matriz de desempenho combinado sísmico e energético para paredes de enchimento e que permitirá identificar o tipo de reforço necessário.

### **ABSTRACT**

The study of the seismic behaviour of masonry infill walls located on the facades of buildings has been the subject of special attention from the international scientific community in recent years, motivated by observations made during post-earthquake damage reconnaissance missions. At the same time, these walls play a significant role in the energy efficiency of buildings. Considering the current priorities set by various national and international governmental bodies, it becomes essential to identify scenarios where integrated seismic and energy reinforcement should be prioritized, or alternatively, seismic reinforcement or energy reinforcement alone. Based on this motivation, the present work aims to introduce a methodology that will allow the identification of regions and reinforced concrete buildings in Portugal that are priorities for the three different types of reinforcements. Additionally, a new combined seismic and energy performance matrix for infill walls will be presented, enabling the identification of the necessary type of reinforcement.

**PALAVRAS-CHAVE:** Paredes de Enchimento, Comportamento sísmico para fora-do-plano, Eficiência energética, Avaliação de desempenho; Reforço integrado

## 1. INTRODUÇÃO

O parque edificado enfrenta desafios colocados por eventos naturais extremos, sendo os eventos sísmicos uma das preocupações mais críticas. Desde o ano 2000, os sismos foram responsáveis por mais de 1 milhão de vítimas e causaram perdas económicas (diretas) equivalentes a pelo menos cerca de 1% do PIB global. Além disso, deixaram mais de 2 milhões de pessoas sem habitação, consolidando o seu estatuto como um dos desastres naturais mais perigosos enfrentados pela humanidade. Sismos recentes têm demonstrado que a vulnerabilidade vai muito além das estruturas históricas ou patrimoniais, incluindo edifícios de alvenaria [1-3]. Estes eventos trouxeram à luz o potencial para impactos catastróficos mesmo em estruturas de Betão Armado (BA) que foram projetadas de acordo com regulamentos sísmicos modernos, como se pode observar no recente sismo da Turquia em 2023. Após a Segunda Guerra Mundial, houve um aumento substancial na construção deste tipo de edifícios, especialmente em regiões propensas a atividade sísmica. Estima-se que cerca de 60% dessas estruturas tenham algum nível de design sísmico. Destas, aproximadamente 60% são projetadas de acordo com regulamentos sísmicos de baixa exigência, 25% com regulamentos de exigência intermédia e apenas 15% atendem aos padrões de exigência sísmica elevado [4].

Uma característica prevalente em quase todos os edifícios de BA é a presença de paredes de alvenaria de enchimento, frequentemente utilizadas para divisórias, isolamento térmico e controlo acústico. Estas são igualmente usadas com bastante frequência nas envolventes/fachadas destes edifícios com inúmeras disposições de aberturas (janelas, portas, etc.) ou tipologia de parede (pano simples, duplo, etc.). Importa sublinhar que apesar da sua presença frequente estas não têm sido alvo de considerações específicas de segurança sísmica ou regulamentação específica que obrigue a reforçar a sua capacidade de resistir a cargas verticais ou laterais. Por exemplo, o Eurocódigo 8 [5] classifica as paredes de enchimento como elementos não-estruturais. No entanto, os relatórios de reconhecimento de danos pós-sismo em todo o mundo destacam o papel crucial das paredes de enchimento no comportamento sísmico de estruturas de BA. As paredes de enchimento são reconhecidas como uma das causas mais relevantes para o pobre desempenho de alguns edifícios onde se observaram danos extensos (ou colapsos parciais e totais) e elevadas perdas económicas [6]. Observou-se igualmente que uma parcela significativa das estruturas que se comportaram bem durante os sismos (i.e., sem danos importantes nos elementos estruturais) apresentaram danos extensos nas suas paredes de enchimento tornando a recuperação do edifício praticamente inviável. Pode-se perceber a relevância das paredes de enchimento através do estudo realizado por De Risi, et al. [7] onde se concluiu que estas são responsáveis por pelo menos 50% das perdas em edifícios de BA danificados após os sismos de Itália em 2009 e 2012, o que evidencia a sua grande relevância. Um dos pontos mais críticos apontados às paredes de alvenaria é a sua elevada vulnerabilidade para ações sísmicas para fora-do-plano, resultando no seu colapso parcial ou total [8]. As principais causas apontadas são: i) as soluções construtivas inadequadas que são usualmente adotadas e que aumentam a instabilidade da parede; ii) mão-de-obra pobre (não qualificada) e ausência de fiscalização que potenciam o deficiente desempenho sob ações sísmicas [9]; iii) forte influência das ações sísmicas ao longo do plano da parede que reduzem abruptamente a sua resistência para fora-do-plano [10]; iv) existência de aberturas que reduzem a resistência da parede; entre outros. Observam-se anualmente diversos colapsos totais ou parciais de paredes de enchimento, sobretudo nas fachadas de edifícios.

Assim, surge uma necessidade de desenvolver uma metodologia que forneça informações sobre a vulnerabilidade destas paredes e a possível necessidade de reforço sísmico. Neste contexto, este trabalho procura colmatar essa lacuna, apresentando uma metodologia inovadora que permite avaliar a vulnerabilidade sísmica das paredes, estimar a sua classe de desempenho e identificar o tipo de técnica de reforço necessária para garantir a sua segurança em eventos sísmicos futuros.

É de conhecimento geral que o desempenho energético inadequado dos edifícios de BA contribui de forma significativa para os consumos energéticos na União Europeia (UE). Conforme indicado no mais recente relatório da Comissão Europeia, os edifícios são responsáveis por 36% das emissões de dióxido de carbono, 40% do consumo energético e 55% do consumo de eletricidade na UE. Esses números estão diretamente ligados ao aquecimento e arrefecimento dos espaços [11]. A deficiência no desempenho energético na construção deve-se, em grande parte, à implementação tardia dos primeiros regulamentos energéticos na UE, que só se tornaram oficiais em 1970, quando cerca de 66% do parque habitacional existente na Europa já estava construído [12]. Especificamente em Portugal, os edifícios de BA representam cerca de 60% do seu parque edificado e abrigam cerca de 65% da sua população [13]. Metade desses edifícios não foi projetada de acordo com regulamentos sísmicos modernos (e.g. Eurocódigo 8), e 70% não seguiram nenhum regulamento térmico. Além disso, 20% da população portuguesa não possui recursos financeiros suficientes para aquecer as suas casas. Atualmente, existe uma tremenda necessidade socioeconómica e ambiental de reabilitar o parque edificado existente para mitigar a alta pobreza energética em Portugal e outros países do mundo.

Atualmente, estão a ser implementadas diversas políticas governamentais com o objetivo de promover uma renovação sustentável dos edifícios existentes, com ênfase na redução do consumo energético e na utilização de materiais com baixas emissões de carbono no processo de renovação/reabilitação. A maioria das intervenções em curso em Portugal, no âmbito desses instrumentos políticos, concentra-se exclusivamente na aplicação de isolamento térmico nas envolventes dos edifícios, substituição de janelas/portas, entre outras medidas. É evidente que as intervenções em curso negligenciam ou ignoram as vulnerabilidades sísmicas amplamente reconhecidas pela comunidade científica, conforme descrito no início desta secção. Assim, mesmo com o investimento significativo na renovação/reabilitação dos edifícios, a vulnerabilidade sísmica das paredes de enchimento persiste, deixando o edifício seriamente exposto a riscos, especialmente em regiões sísmicas como Portugal. Este cenário reforça a necessidade urgente de considerar a segurança sísmica nas intervenções de renovação/reabilitação, garantindo uma abordagem holística que abranja tanto o desempenho energético quanto a resistência sísmica das paredes de enchimento. A ausência de uma metodologia que permita avaliar a segurança sísmica das paredes de enchimento e correlacionar com seu desempenho térmico é identificada como um desafio significativo.

O objetivo principal deste trabalho é desenvolver uma metodologia para a avaliação do desempenho combinado sísmico e térmico de paredes de alvenaria de enchimento situadas nas envolventes de edifícios de BA. Pretende-se que esta metodologia seja aplicável tanto no dimensionamento de novos edifícios como na avaliação de edifícios já existentes. Esta nova abordagem visa disponibilizar à comunidade técnica e científica uma ferramenta nova e essencial para identificar o desempenho conjunto sísmico e térmico, permitindo avaliar a necessidade de reforço independente (sísmico ou energético) ou reforço combinado.

## **2. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA**

### **2.1. Descrição geral**

O presente trabalho de investigação visa propor uma nova metodologia destinada à avaliação de desempenho combinado sísmico e térmico de paredes de alvenaria de enchimento localizadas nas envolventes de edifícios de BA. Esta metodologia holística apresenta a vantagem de poder ser aplicada em edifícios existentes e novos, integrando uma abordagem inovadora contribuindo de uma forma direta para um parque habitacional mais seguro e energeticamente mais eficiente.

Dividida em duas grandes vertentes, avaliação da segurança sísmica e da eficiência térmica, a metodologia foi desenhada por forma a fornecer ao seu utilizador informação sobre a necessidade de reforço (sísmico, térmico ou combinado) em função das características da parede em estudo. Nesse sentido, esta metodologia foi estruturada em quatro fases distintas (Fig. 1): i) identificação da classe de prioridade do edifício (fase 1); ii) identificação das características geométricas e materiais do edifício e das paredes de alvenaria de enchimento em estudo (fase 2); iii) avaliação do desempenho combinado sísmico e energético da parede de enchimento (fase 3); e iv) identificação do tipo de reforço recomendado (fase 4).

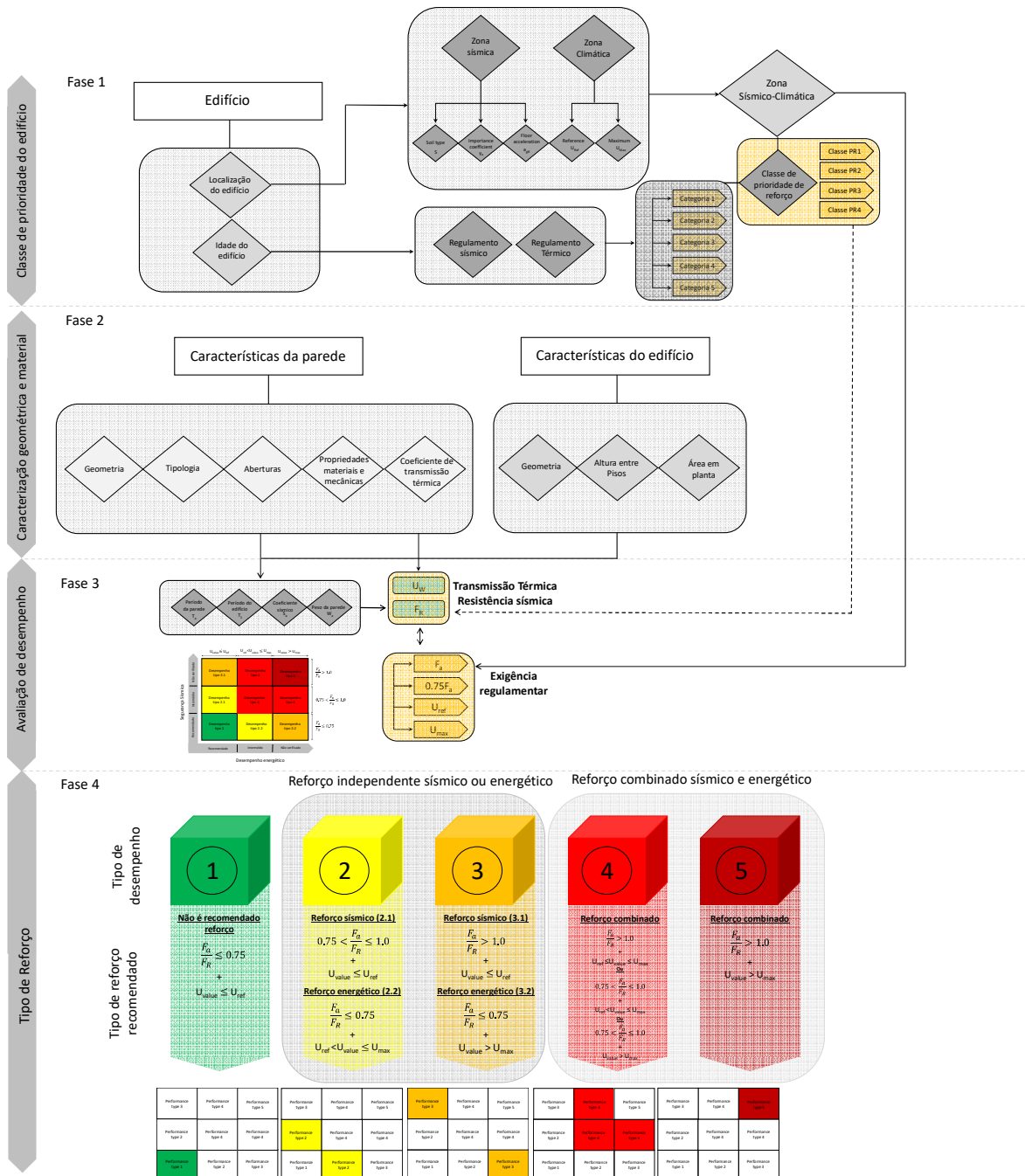


Fig. 1 - Fluxograma da metodologia proposta.

A Fase 1 tem como objetivo enquadrar o edifício em relação ao zonamento sísmico, climático considerando a sua localização e o seu de construção (o que permitirá, de forma indireta, identificar os regulamentos sísmicos e térmicos utilizados no seu

dimensionamento e na conceção das soluções construtivas). Nesta fase, introduz-se o conceito de classe de prioridade de edifícios que devem ser avaliados do ponto de vista do comportamento sísmico e/ou térmico e possível necessidade de reforço. Esta nova classificação visa identificar de forma expedita os edifícios dimensionados e construídos com regulamentação mais antiga (ou sem regulamentação) e que estejam localizados em zonas de maior exigência sísmica e/ou térmica.

A Fase 2 é dedicada à recolha de propriedades geométricas e dos materiais do edifício e em particular das paredes de enchimento. Estes dados são fundamentais para determinar a capacidade resistente à ação sísmica das paredes de enchimento, assim como o seu coeficiente de transmissão térmica.

A Fase 3 concentra-se na avaliação do desempenho combinado das paredes de enchimento, integrando as vertentes de segurança sísmica e isolamento térmico. Neste sentido, propõe-se uma nova formulação para determinar a capacidade resistente das paredes de enchimento face a ações sísmicas. É igualmente proposta a formulação para determinar o coeficiente de transmissão térmica da parede. Após determinação destes dois parâmetros, identificam-se as exigências regulamentares para a ação sísmica e para o coeficiente de transmissão térmica da parede em função da zona sísmico-climática (SC). De seguida, propõe-se uma nova matriz de avaliação de desempenho combinado para identificar o tipo de desempenho da parede. São propostas 5 classes de desempenho tipo com base nas características da parede e nas exigências regulamentares.

A Fase 4 destina-se à identificação do tipo de reforço necessário para a parede de enchimento, com base no desempenho identificado na Fase 3. Esta etapa é fundamental, fornecendo indicações precisas sobre o tipo de reforço necessário (sísmico, térmico ou combinado) e o grau de intervenção (ligeiro, intermédio ou elevado) nas paredes de enchimento em estudo. A metodologia está atualmente ajustada a Portugal Continental, mas pode ser facilmente adaptada às ilhas ou a qualquer outro país.

## 2.2. Novo mapa de zonamento sísmico-climático

O Eurocódigo 8 propõe para cada zonamento sísmico uma aceleração de pico de referência,  $a_{gr}$ , para ações do tipo 1 e tipo 2. O mapa de zonamento para a ação sísmica tipo 1 é subdividido nas zonas 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 e 1.6, cujas acelerações de pico de referência são 2.5, 2.0, 1.5, 1.0, 0.6 e  $0.35m/s^2$ , respetivamente. De igual forma, o mapa de zonamento da ação sísmica tipo 2 é subdividido nas zonas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 e 2.5 cujos valores de aceleração de pico de referência são 2.5, 2.0, 1.7, 1.10 e  $0.80m/s^2$ , respetivamente. Consegue-se observar que na grande maioria das zonas o valor de aceleração pico de referência é igual ou superior para a ação sísmica tipo 2. Uma vez que a força correspondente à ação sísmica para fora-do-plano da parede é diretamente proporcional a esta aceleração, pode-se concluir que a segurança sísmica da parede pode ser subestimada caso não seja considerado o maior valor da aceleração de pico de referência das duas ações tipo, i.e., o valor da aceleração deve ser escolhido de forma a  $a_{gr} = \max(a_{gr,tipo1}; a_{gr,tipo2})$ . Apesar de ser uma abordagem conservativa considera-se que, devido à elevada fragilidade deste tipo de elementos, esta proposta permitirá prever o desempenho da parede para qualquer tipo de ação sísmica.

Do mesmo modo, o Despacho n.º 6476-H/2021 propõe dois mapas de zonamento climático para Portugal Continental de acordo com as estações do ano mais extremas, i.e., Verão e Inverno. Dado que esta metodologia visa avaliar o desempenho de paredes de alvenaria de enchimento localizadas nas envolventes dos edifícios, a atual regulamentação define que o parâmetro crítico a estudar do ponto de vista térmico da parede de envolvente é o seu coeficiente de transmissão térmico  $U_{value}$ . Naturalmente, a exigência relativa ao valor máximo do  $U_{value}$  é muito superior para o clima de inverno



do que para o verão devido ao significativo consumo energético necessário para aquecimento dos espaços, variações consideráveis de temperatura, etc. Os valores máximos propostos para o Uvalue das paredes exteriores são 0.50, 0.40 e 0.35W/(m<sup>2</sup>.°C) para as zonas climáticas de inverno tipo W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub> e W<sub>3</sub>, respetivamente. Estes valores são indicados pelo regulamento para construções novas e existentes.

Face ao objetivo da presente metodologia, foi feita integração dos mapas de zonamento sísmico e zonamento climático (apresentados na Fig. 2) por forma a propor-se um único mapa de zonamento sísmico-climático (SC) para Portugal (continental), que forneça uma indicação simultânea da aceleração pico de referência e o coeficiente de transmissão térmica máximo para cada município do território. Tal como foi dito anteriormente, foi considerado para a elaboração deste mapa o valor máximo de aceleração pico de referência entre as ações tipo 1 e 2, e o coeficiente de transmissão térmica relativos ao Inverno. O novo mapa de zonamento SC é composto por 11 zonas S#C\$, onde “#” designa o zonamento sísmico e “\$” designa o zonamento climático correspondente. O novo mapa SC de Portugal (continental) é apresentado na Figura 4 e os respetivos valores de  $a_{gr}$  e  $U_{max}$  de cada zona SC são apresentadas na Tabela 1.

Pode-se observar que dos 238 municípios de Portugal (Continental) cerca de 20.1% encontram-se situados na zona S5C2, 19.8% na zona S5C1, 17.3% na zona S6C3, 15.1% na zona S6C2 e 14.7, na zona S3C1, sendo que os restantes municípios estão distribuídos pelas restantes zonas SC correspondendo a uma percentagem menos significativa. Importa salientar que as zonas mais críticas em termos de ação sísmica S1C1 e S2C1 apresentam uma baixa percentagem de municípios, nomeadamente 1,8% e 2,9% respetivamente. As zonas com maiores exigências térmicas são S5C3, S6C3 e S7C3, onde se localizam 4,7%, 17,3% e 0,4% dos municípios, respetivamente. Por fim, as zonas com uma maior exigência combinada sísmica e térmica S3C2, S5C2 e S5C3, abrangem 0,7%, 20,1% e 4,7% dos municípios, respetivamente.

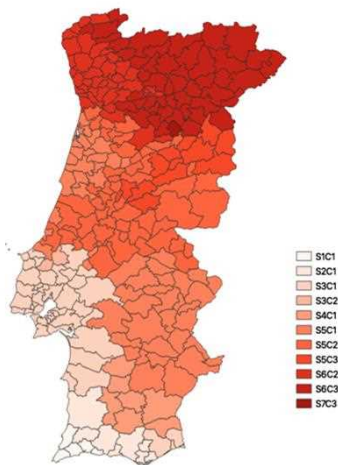


Fig. 2 – Mapa de zonamento SC de Portugal (continental).

Tabela 1 – Resumo dos valores de  $a_{gr}$  e  $U_{max}$  para cada zona SC.

Zona SC	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_{max}$ (W·m <sup>-2</sup> ·K <sup>-1</sup> )
S1C1	2.50	0.50
S2C1	2.00	0.50
S3C1	1.70	0.50
S3C2	1.70	0.40
S4C1	1.50	0.50
S5C1	1.10	0.50
S5C2	1.10	0.40
S5C3	1.10	0.35
S6C2	0.80	0.40
S6C3	0.80	0.35
S7C3	0.60	0.35

### 2.3. Identificação de edifícios prioritários para avaliação da segurança e potencial reforço

Após a delimitação do zonamento SC, torna-se imperativo identificar os regulamentos sísmicos e térmicos que orientaram o dimensionamento e construção do edifício que esteja a ser estudado. Esta etapa revela-se essencial, uma vez que as características intrínsecas do edifício (i.e., sistema estrutural, soluções construtivas, etc.) estão diretamente ligadas às exigências regulamentares sob as quais foi concebido e construído. Assim, com base no ano de construção do edifício, torna-se possível identificar de forma célere os regulamentos térmicos e sísmicos, utilizando a cronologia

apresentada abaixo. A Fig. 3 e a Tabela 2 apresentam a cronologia da regulamentação sísmica e térmica em Portugal, a qual tem impacto direto ou indireto no desempenho das paredes de enchimento, fornecendo dados sobre a ação sísmica esperada e sobre o coeficiente de transmissão térmica de referência. Através da análise desta cronologia, é possível subdividir o parque edificado em cinco categorias com base no seu período de construção, a saber: Categoria 1 (data de construção até 1983); Categoria 2 (data de construção entre 1983 e 1989); Categoria 3 (data de construção entre 1990 e 2012); Categoria 4 (data de construção entre 2013 e 2018); e Categoria 5 (data de construção após 2019). É importante destacar que esta categorização é feita de forma expedita, fundamentada nas alterações significativas introduzidas pelos diversos regulamentos ao longo dos anos.

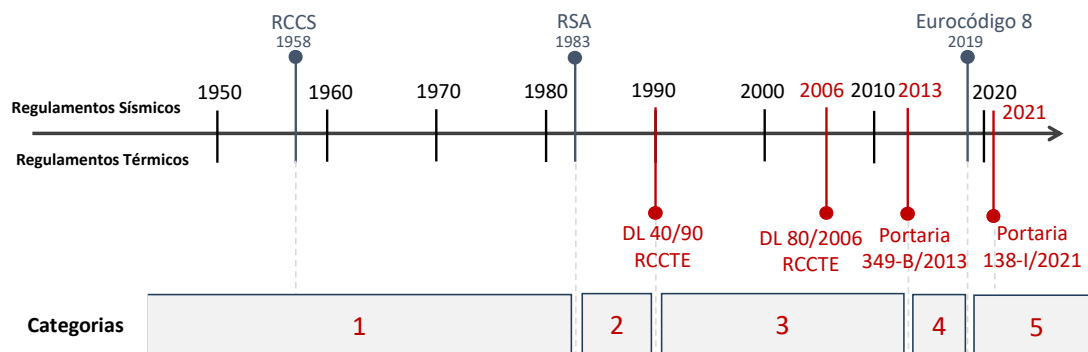


Fig. 3 – Cronologia da regulamentação sísmica e térmica em Portugal.

Tabela 2 – Sumário das categorias de edifícios de BA em função da regulamentação e época de construção.

Época de Construção	Regulamentação Sísmica	Regulamentação Térmica	Descrição	Categoria
<1983	Sem Regulamentação (<1958) RCCS (entre 1958 e 1983)	Inexistente	Dimensionamento sísmico pobre ou inexistente e Dimensionamento do isolamento térmico inexistente	1
[1983 - 1990[	RSA	Inexistente	Dimensionamento sísmico intermédio Dimensionamento do isolamento térmico inexistente	2
[1990 - 2013[	RSA	DL 40/90 RCCTE (entre 1990 e 2006) DL80/2006 RCCTE (entre 2006 e 2013)	Dimensionamento sísmico intermédio Dimensionamento do isolamento térmico ligeiro	3
[2013 - 2019[	RSA	Portaria 349-B/2013	Dimensionamento sísmico intermédio Dimensionamento do isolamento térmico intermédio	4
[2019 - 2023[	Eurocódigo 8	Portaria 349-B/2013 (entre 2019 e 2021) e Portaria 138-I/2021 (após 2021)	Dimensionamento sísmico exigente Dimensionamento do isolamento térmico exigente	5

Após a definição da categoria do edifício, torna-se possível correlacioná-la com o zonamento SC em que está inserido, estabelecendo assim uma escala de prioridade para a análise e avaliação do desempenho do edifício, bem como para a necessidade de reforço. Esta escala busca, de forma eficaz, relacionar a exposição climática e sísmica do edifício com o seu conhecido dimensionamento sísmico e isolamento térmico, determinados pela sua categoria. São propostos quatro níveis para a classe de prioridade do edifício: i) PR1 – Edifícios com prioridade máxima para análise e avaliação do desempenho, assim como para a necessidade de reforço; ii) PR2 - Edifícios com prioridade média a elevada para análise e avaliação do desempenho, e necessidade de reforço; iii) PR3 - Edifícios com prioridade baixa a moderada para análise e avaliação do desempenho, e necessidade de reforço; iv) PR4 - Edifícios que dispensam análise e avaliação de desempenho, e não necessitam de reforço. Por exemplo, um edifício de categoria 1 (com dimensionamento sísmico e térmico pobre ou inexistente), localizado na zona S1C1 (elevada aceleração sísmica de referência e baixa exigência para o  $U_{max}$ ), é classificado como classe de prioridade PR1. Em contraste, um edifício de categoria 5 na mesma zona é classificado como classe de prioridade PR4. A Tabela 3 apresenta as diferentes classes de prioridade dos edifícios, correlacionando a sua categoria com a localização nas diversas zonas SC. Esta classificação pode também ser utilizada em futuros estudos do parque edificado (análise de risco sísmico; desempenho energético; etc.) para identificar os edifícios que carecem de forma urgente de avaliação e reforço sísmico e térmico. Esta abordagem inovadora poderá facilitar a renovação do parque edificado português e esta poderá ser adaptada para outros países da Europa ou de outro continente.

Tabela 2 – Classe de prioridade de edifícios.

Zona SC	Classe de prioridade do edifício				
	Categoria 1	Categoria 2	Categoria 3	Categoria 4	Categoria 5
S1C1	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S2C1	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S3C1	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S3C2	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S4C1	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S5C1	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S5C2	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S5C3	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S6C2	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S6C3	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4
S7C3	PR1	PR1	PR2	PR3	PR4

## 2.4. Identificação da classe de desempenho da parede de enchimento

Na terceira etapa da metodologia procede-se à identificação do desempenho combinado da parede, realizando-se uma avaliação integrada da segurança sísmica e do isolamento térmico. Neste sentido, é proposta uma nova matriz de desempenho combinado para paredes de enchimento, conforme ilustrado na Fig. 4. Nesta matriz, são propostas 5 classes de desempenho tipo:

**Desempenho tipo 1:** Paredes que exibem um comportamento sísmico e térmico recomendado, evidenciando uma probabilidade muito baixa de colapso para ações sísmicas para fora-do-plano e um isolamento térmico excelente. Este desempenho é alcançado quando  $F_a/F_R \leq 0.75$  e  $U_{value} \leq U_{ref}$ ;

**Desempenho tipo 2:** Paredes com comportamento moderado, seja sísmico ou térmico. Este tipo de desempenho é subdividido em duas categorias, nomeadamente: i)

Desempenho tipo 2.1: verifica-se quando  $0.75 < F_a/F_R \leq 1.0$  e  $U_{value} \leq U_{ref}$ , recomendando-se um reforço sísmico (independente) com uma extensão ligeira a intermédia; ii) Desempenho tipo 2.2: ocorre quando  $F_a/F_R \leq 0.75$  e  $U_{ref} < U_{value} \leq U_{max}$ , sugerindo-se um reforço térmico (independente) com uma extensão ligeira a intermédia. Paredes classificadas com desempenho tipo 2 não necessitam de reforço combinado sísmico e térmico;

Desempenho tipo 3: Paredes com comportamento sísmico ou térmico desadequado (i.e., não é verificada a exigência regulamentar), requerendo reforço independente sísmico ou energético de extensão intermédia a elevada. De igual forma, este desempenho tipo é subdividida em duas categorias: i) Desempenho tipo 3.1: verifica-se quando  $F_a/F_R > 1.0$  e  $U_{value} \leq U_{ref}$ , aconselhando-se reforço sísmico (independente) de extensão intermédia a elevada; ii) Desempenho tipo 3.2: ocorre quando  $F_a/F_R \leq 0.75$  e  $U_{value} > U_{max}$ , recomendando-se um reforço térmico (independente) de extensão intermédia a elevada. Assim como no Desempenho Tipo 2, não se sugere reforço combinado para paredes com Desempenho Tipo 3.;

Desempenho tipo 4: Paredes com comportamento combinado sísmico e térmico pobre a intermédio. Este desempenho ocorre nos seguintes cenários: i)  $U_{ref} < U_{value} \leq U_{max}$  e  $F_a/F_R > 1.0$ ; ii)  $U_{ref} < U_{value} \leq U_{max}$  e  $0.75 < F_a/F_R \leq 1.0$ ; e iii)  $U_{value} > U_{max}$  e  $0.75 < F_a/F_R \leq 1.0$ . Recomenda-se um reforço combinado sísmico e energético de extensão ligeira a intermédia para atender às exigências regulamentares e garantir um desempenho considerado recomendado, característico do Desempenho Tipo 1;

Desempenho tipo 5: Paredes com desempenho combinado sísmico e térmico inadequado (muito insatisfatório), onde ambas as exigências regulamentares não são atendidas ( $U_{value} > U_{max}$  e  $F_a/F_R > 1.0$ ). Para paredes com este desempenho, recomenda-se um reforço combinado sísmico e energético com uma extensão significativa. É crucial destacar que o reforço independente (sísmico ou energético) não é suficiente para paredes com Desempenho Tipo 5 e Tipo 4.

Importa realçar que  $F_a$  e  $F_R$  são a força sísmica atuante e força resistente da parede, respetivamente. Para a avaliação da segurança sísmica são propostos três níveis de referência, nomeadamente: i) nível recomendado quando  $F_a/F_R \leq 0.75$ ; ii) nível intermédio quando  $0.75 < F_a/F_R \leq 1$ ; e iii) não verificado quando  $F_a/F_R > 1$ .

Por outro lado,  $U_{value}$ ,  $U_{ref}$  e  $U_{max}$ , são respetivamente o valor do coeficiente de transmissão térmica da parede, o valor de referência proposto neste trabalho e o valor máximo sugerido pela regulamentação para essa zona SC. Adicionalmente, ao valor máximo  $U_{max}$  exigido pelo regulamento, foi acrescentado um valor de referência  $U_{Ref}$  correspondente a 80% do valor  $U_{max}$ .

O objetivo principal é propor um novo limite de referência que permita classificar o desempenho térmico das paredes de enchimento como excelente. Esta escolha ( $U_{Ref} = 80\% U_{max}$ ) é fundamentada com a progressiva redução dos valores de  $U_{max}$  observada ao longo dos últimos anos pelos regulamentos. Além disso, as temperaturas extremas provocadas pelas alterações climáticas requerem uma maior exigência de isolamento térmico assumindo-se assim de forma conservativa este valor de referência. Importa salientar que não é imperativo que os valores  $U_{value}$  das paredes sejam inferiores a 80% de  $U_{max}$ . Esta recomendação é sugerida de forma conservadora para que as paredes contribuam positivamente para um desempenho energético global do edifício eficiente. Considerando as exigências potencialmente mais rigorosas dos regulamentos térmicos no futuro, as futuras intervenções de reabilitação poderão impor desafios económicos importantes aos projetistas e proprietários de edifícios (i.e., custo da intervenção de reforço). Contudo, a longo prazo, espera-se que os benefícios sejam substanciais, não apenas pela redução do consumo energético para aquecimento, mas também pelo aumento do conforto térmico dos ocupantes.

Importa destacar que o valor de  $U_{Ref}$  pode ser adaptado/ajustado, permitindo uma abordagem mais ou menos exigente. Análises detalhadas de custo-benefício podem permitir otimizar o valor de  $U_{Ref}$  de caso para caso, podendo este ser ajustado em conformidade. Em suma, os argumentos apresentados anteriormente justificam a sugestão do valor proposto para  $U_{Ref}$ .

De forma análoga à abordagem adotada para a segurança sísmica, são propostos três níveis de desempenho térmico da parede: desempenho térmico insatisfatório/não verificado ( $U_{value} > U_{max}$ ), adequado/intermédio ( $U_{Ref} < U_{value} \leq U_{max}$ ) e excelente/recomendado ( $U_{value} \leq U_{Ref}$ ). Estes níveis visam proporcionar uma avaliação abrangente do desempenho térmico das paredes, alinhando-se com as diretrizes regulamentares e as necessidades de eficiência energética.

Por último, é essencial esclarecer que a extensão da intervenção visa indicar o nível de necessidade de reforço. Por outras palavras, uma extensão ligeira destina-se a paredes com baixa exigência de reforço, enquanto uma extensão significativa é destinada a paredes com elevada necessidade de reforço. Finalmente, deve-se salientar que o objetivo recomendado de qualquer intervenção de reforço, seja ela independente ou combinada, para paredes de enchimento classificadas com desempenho tipo 2, 3, 4 ou 5 deve ser sempre garantir que a parede, após reforço, apresente um desempenho tipo 1.

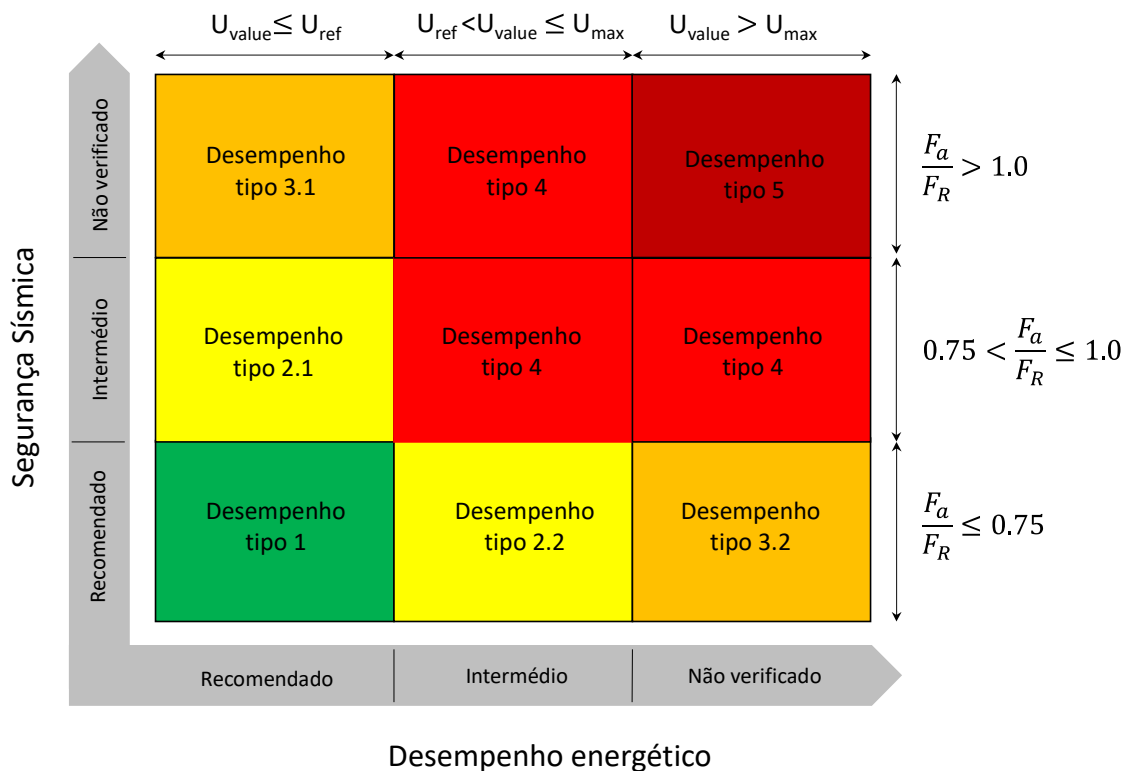


Fig. 4 – Matriz de avaliação de desempenho combinado.

### 2.5. Seleção do tipo de reforço necessário para as paredes de enchimento

A última fase da metodologia é dedicada à seleção do tipo de reforço mais adequado em função da classe de desempenho da parede de enchimento. Importa referir imediatamente antes de descrever as técnicas de reforço mais adequadas para cada cenário que estas são sugeridas unicamente para a parede de enchimento e não para

reforçar elementos estruturais (e.g., vigas, pilares, etc.). A necessidade de reforço e o tipo de técnica mais adequado para esse tipo de elementos e do sistema estrutural no seu todo deve ser abordado com uma metodologia diferente da que é aqui proposta neste trabalho. Na Fig. 5 são apresentadas as técnicas de reforço recomendados para cada classe de desempenho tipo.

Para paredes com uma classe de desempenho tipo 1 não é recomendado qualquer tipo de intervenção de reforço na medida em que estas já apresentam um desempenho sísmico e energético excelente. As paredes que foram avaliadas com um tipo de desempenho 2 requerem uma intervenção de reforço independente ligeira a moderada, ou seja, se a parede corresponder a um desempenho tipo 2.1, recomenda-se a adoção de medidas de reforço sísmico. Por outro lado, se corresponder a um tipo de desempenho 2.2, recomenda-se a adoção de medidas de reforço térmico. A mesma observação pode ser feita para as paredes avaliadas com o tipo de desempenho 3. No entanto, neste caso, as paredes com o tipo de desempenho 3.1 requerem medidas de reforço sísmico moderado a elevado uma vez que a verificação da segurança sísmica não é satisfeita. Da mesma forma, as paredes com o tipo de desempenho 3.2 necessitam de medidas de reforço térmico moderado a elevado para reduzir o valor de  $U_{value}$  por forma a cumprir as exigências do regulamento. Existem diferentes técnicas para a reforço independente sísmico ou térmico de paredes exteriores de edifícios de BA, no entanto a validação experimental ainda não é suficiente. Finalmente, as paredes com classes de desempenho tipo 4 e 5 requerem medidas de reforço combinado sísmico e térmico moderado a elevado, respetivamente.

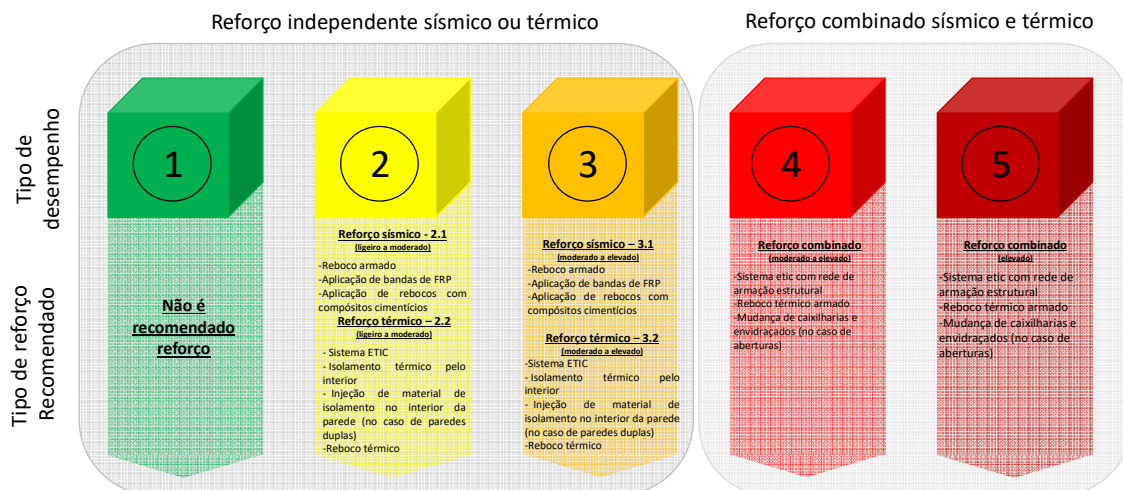


Fig. 5 – Indicação do tipo de reforço recomendado.

### 3. CONCLUSÕES

A marcada vulnerabilidade sísmica das paredes de alvenaria de enchimento, associada ao facto de uma considerável parte do parque edificado em BA ter sido construída antes da implementação dos primeiros regulamentos térmicos, conduziu a um número expressivo de fachadas que podem carecer urgentemente de reforço, seja de forma independente ou combinada, abordando as vertentes sísmica e térmica, dependendo da tipologia de parede e da zona SC. A avaliação conjunta do desempenho sísmico e térmico de paredes de enchimento de alvenaria exteriores nunca foi explorada anteriormente, sendo que os regulamentos existentes (sísmicos e energéticos) não oferecem especificações para a interpolação de ambos os parâmetros, a fim de otimizar o reforço necessário. Atualmente, as intervenções nas envolventes de edifícios em BA estão predominantemente focadas na reabilitação/reforço energético, dada a ausência

de abordagens específicas para garantir a segurança sísmica e eficiência térmica das paredes de enchimento situadas nas fachadas.

Motivado por esta lacuna, este trabalho de investigação procurou apresentar uma nova abordagem holística para a avaliação do desempenho de paredes de enchimento de alvenaria. Esta inovadora metodologia classifica cada parede com base no seu desempenho combinado sísmico e energético, proporcionando uma identificação precisa do tipo de reforço necessário. Essa abordagem integrada destaca-se pela sua aplicabilidade tanto em edifícios existentes como em novas construções, contribuindo de forma direta para um parque habitacional mais seguro e energeticamente eficiente.

Estruturada em duas vertentes principais – avaliação da segurança sísmica e eficiência térmica –, a metodologia abrange quatro fases distintas: identificação da classe de prioridade do edifício, recolha de dados geométricos e materiais, avaliação combinada do desempenho sísmico e térmico combinado da parede de enchimento, e identificação do tipo de reforço recomendado. A Fase 1 contextualiza o edifício, introduzindo a classe de prioridade para identificar edifícios construídos de acordo com regulamentação mais antiga ou desprovidos dela, localizados em zonas de maior exigência sísmica e térmica. A Fase 2 centra-se na recolha de propriedades geométricas e materiais essenciais para determinar a capacidade resistente à ação sísmica e o coeficiente de transmissão térmica. A Fase 3 abrange a avaliação de desempenho integrada, propondo formulações para a capacidade resistente e coeficiente de transmissão térmica. Uma nova matriz de avaliação de desempenho é apresentada, classificando as paredes em 5 tipos com base em características e regulamentações. Por fim, a Fase 4 concentra-se na identificação do tipo de reforço necessário, com base no desempenho da parede identificado na Fase 3. Essa etapa fornece diretrizes precisas sobre o tipo (sísmico, energético ou combinado) e grau de intervenção (ligeiro, intermédio ou elevado) necessários para as paredes em análise.

Esta metodologia representa uma mudança paradigmática na engenharia sísmica e estrutural, ao promover sinergias entre as áreas sísmica e térmica, visando tornar as envolturas de edifícios de BA mais seguras e eficientes em termos energéticos. Além disso, destaca-se como uma ferramenta extremamente útil para os projetistas, fornecendo orientações precisas sobre o tipo de reforço necessário para as paredes exteriores existentes de alvenaria de enchimento.

#### 4. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento à unidade de investigação CERIS com a referência UIDB/04625/2020. Este trabalho foi também desenvolvido com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação em Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020].

#### 5. REFERÊNCIAS

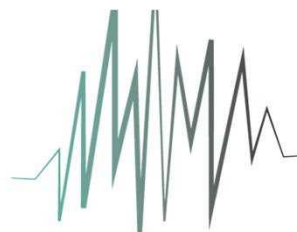
- [1] Z. Qu, F. Wang, X. Chen, X. Wang, and Z. Zhou, "Rapid report of seismic damage to hospitals in the 2023 Turkey earthquake sequences," *Earthquake Research Advances*, vol. 3, no. 4, p. 100234, 2023/10/01/ 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.eqrea.2023.100234>.
- [2] M. Okamura, N. P. Bhandary, S. Mori, N. Marasini, and H. Hazarika, "Report on a reconnaissance survey of damage in Kathmandu caused by the 2015 Gorkha Nepal earthquake," *Soils and Foundations*, vol. 55, no. 5, pp. 1015-1029, 2015/10/01/ 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.09.005>.
- [3] D. C. Rai, V. Singhal, B. Raj S, and S. L. Sagar, "Reconnaissance of the effects of the M7.8 Gorkha (Nepal) earthquake of April 25, 2015," *Geomatics, Natural*

- Hazards and Risk*, vol. 7, no. 1, pp. 1-17, 2016/01/02 2016, doi: 10.1080/19475705.2015.1084955.
- [4] H. Crowley *et al.*, "Model of seismic design lateral force levels for the existing reinforced concrete European building stock," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 7, pp. 2839-2865, 2021/05/01 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01083-3.
- [5] CEN, "Eurocode 8 - Part 1: Design of structures for earthquake resistance: General rules, seismic actions and rules for buildings.," 2010.
- [6] F. Braga, V. Manfredi, A. Masi, A. Salvatori, and M. Vona, "Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 307-324, 2011/02/01 2011, doi: 10.1007/s10518-010-9205-7.
- [7] M. T. De Risi, C. Del Gaudio, and G. M. Verderame, "Evaluation of Repair Costs for Masonry Infills in RC Buildings from Observed Damage Data: the Case-Study of the 2009 L'Aquila Earthquake," *Buildings*, vol. 9, no. 5, p. 122, 2019. [Online]. Available: <https://www.mdpi.com/2075-5309/9/5/122>.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Sismicidade,  
movimentos sísmicos e efeitos de sítio***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## FONTE DO SISMO DE MARROCOS DE 2023 (MW6.8) INFERIDA A PARTIR DO CRUZAMENTO DE DADOS SÍSMICOS E GEODÉSICOS

**BENTO CALDEIRA**  
Investigador  
Universidade de Évora

**MOURAD BEZZEGHOUD**  
Investigador  
Universidade de Évora

**RUI OLIVEIRA**  
investigador  
Universidade de Évora

**JOSÉ BORGES**  
Investigador  
Universidade de Évora

**INES HAMAK**  
Estudante PhD  
Universidade de Évora

**ELISA BUFORN**  
Investigador  
Universidade Complutense de  
Madrid

### SUMÁRIO

No dia 8 de setembro de 2023 às 22:11 UTC um sismo de magnitude 6.8 com epicentro junto da aldeia Talat N'Yaaqoub, província de Al Haouz (Marrocos), região do Alto Atlas, sacudiu violentamente toda a zona epicentral num raio de mais de 70km, afetando seriamente as estruturas de mais de 78000 edifícios e produzindo aproximadamente 5600 feridos e cerca de 3000 vítimas mortais. Este trabalho apresenta parte do estudo pormenorizado da fonte deste sismo a partir da interpretação de dados sísmicos e geodésicos, aplicando um cruzamento de métodos. Os resultados revelam uma rotura com início a 24km de profundidade que evolui durante cerca de 10 s, sobre um plano de falha sub-vertical orientado ENE-WSW com a pendente para NNW. Os deslizamentos sobre o plano de falha são maioritariamente ascendentes (inversos) mas com uma componente horizontal no sentido WSW (de desligamento esquerdo). O momento sísmico total libertado por esta fonte foi de  $M_0=2.8 \times 10^{19} \text{Nm}$ .

### ABSTRACT

On September 8, 2023, at 22:11 UTC, an earthquake of magnitude 6.8 with epicenter near the village of Talat N'Yaaqoub, province of Al Haouz (Morocco), High Atlas region, shook violently the entire epicentral zone within a radius of more of 70km, seriously affecting the structures of more than 78,000 buildings and causing approximately 5,600 injuries and around 3,000 fatalities. This work presents part of the detailed source study of this earthquake, based on the interpretation of seismic and geodetic data, applying a crossing of methods. The results reveal a rupture beginning at a depth of 24km and evolving for around 10 s, on a sub-vertical fault plane oriented ENE-WSW with a dip towards NNW. The slips on the fault plane are mostly upward (reverse) but with a strike slip component in the WSW direction (left-lateral). The total seismic moment released by this source was  $M_0=2.8 \times 10^{19} \text{Nm}$ .

**PALAVRAS-CHAVE:** Sismo de Marrocos; Fonte sísmica; Inversão da forma de onda; Modelação da deformação Crustal; InSAR

## 1. INTRODUÇÃO

O sismo de MW=6.8 ocorrido no dia 8 de setembro de 2023 na região do Alto Atlas (Marrocos), foi o evento de maior impacto social e económico no país depois do grande terremoto de Agadir de 1960 (M5.7). A devastação produzida atingiu severamente uma vasta área, desde as pequenas povoações de montanha nas proximidades do epicentro até à grande cidade de Marraquexe, a cerca de 70km a NE do foco. Afetou severamente as infraestruturas de suporte a cerca de 2,8 milhões de pessoas e foi responsável por aproximadamente 3000 mortes. Segundo testemunhos recolhidos pelo Euro-Mediterranean Seismologic Centre (EMSC), para além do forte impacto no alto Atlas, foi sentido numa vasta região que se estendeu até à Argélia, Espanha e Portugal. É mais um caso de ocorrência sísmica de elevada intensidade em zona de baixa atividade sísmica, mas densamente povoada por uma população com recursos de mitigação limitados, a viver em edifícios sísmicamente vulneráveis.

Como se pode constatar nos trabalhos publicados [1],[2],[3],[4],[5],[6] a sismicidade de Marrocos (Figura 1 - Dados do ISC (*International Seismological Centre* (2023), On-line Bulletin, <https://doi.org/10.31905/D808B830>, para o período 1910 – 2023) é caracterizada por uma atividade baixa a moderada. Os mapas de sismicidade instrumental após 1900 mostram que, grosso modo, os epicentros se distribuem sobre duas faixas no território continental. A primeira, que contém a maior parte dos epicentros, distribui-se no norte do país, aproximadamente ao longo da costa do Mediterrâneo, em especial na zona da cintura do Rif. A sismicidade nesta faixa está associada à dinâmica do limite de placas Eurásia e Núbia e é caracterizada por sismos cuja magnitude raramente ultrapassa 5. Contudo são desta região os dois mais devastadores sismos anteriores ao de 8 de setembro de 2023, ocorridos nos últimos 20 anos: os de Al Hoceima de 1994 (Mw = 6.0) e de 2004 (Mw = 6.3). A segunda faixa de sismicidade alinha com a cadeia montanhosa do Atlas e orienta-se na direção NE-SW. É menos ativa que a primeira e está associada a uma complexa rede de falhas ativas, onde se destaca a falha do Atlas Sul, que começa na zona de Agadir. Os sismos nesta

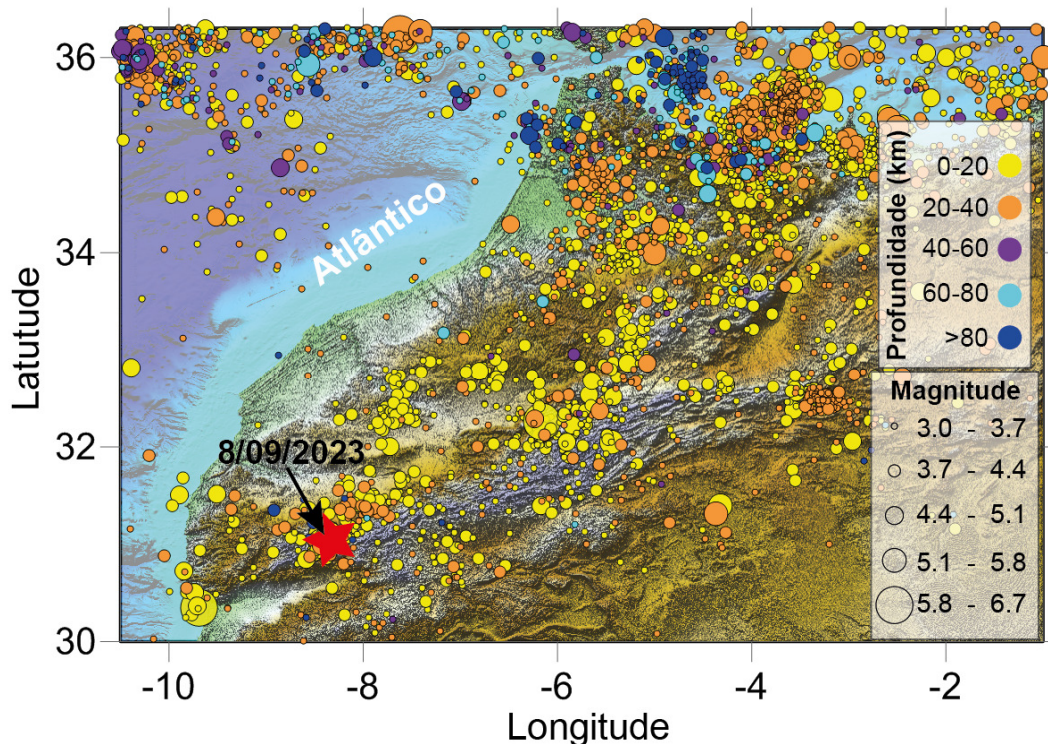


Fig. 1 – Sismicidade instrumental do norte de Marrocos de M>3.

faixa raramente atingem magnitudes superiores a 5, contudo foi nesta região que ocorreu o sismo de 8 de setembro de 2023 aqui analisado. Estudos sismotectônicos como [7] mostram que os sismos desta zona, tal como os da primeira faixa referida, estão igualmente associados ao regime de tensões do limite de placas Eurásia e Núbia, com eixos de pressão sub-horizontais NNW-SSE. A profundidade dos hipocentros da maioria dos sismos que ocorrem nas áreas sismogênicas de Marrocos raramente ultrapassam os 40 km. Constata-se ainda que este padrão de sismicidade se correlaciona razoavelmente bem com o atual movimento da crosta, que se estima ser de cerca 4mm/ano na faixa do Rif e ~1mm/ano na região do alto Atlas [8],[9], [10].

Neste trabalho apresentaremos o plano de estudo da fonte do sismo de 8 de setembro feito a partir de dados sísmicos e geodésicos registados respetivamente em campo longínquo e próximo, analisados mediante o cruzamento de métodos e alguns resultados preliminares desse estudo. A geometria do plano de falha e hipocentro são estabelecidos a partir do tensor momento sísmico calculado por inversão da forma de onda segundo um modelo de fonte pontual.

Em contextos onde a libertação do momento sísmico acontece em geometrias espaço-temporais extensas e irregulares, e a largura espectral dos registos sísmicos permite detalhar pormenores da rotura, como é o caso do sismo aqui em análise, o modelo de fonte pontual limita a informação possível de obter para essas fontes. Os modelos que melhor se adequam nessas situações são os modelos de fonte extensa que combinam o efeito da evolução temporal da libertação de momento sísmico com o da propagação da rotura sobre a falha. Por esse motivo a evolução deste estudo preliminar será no sentido da inversão da forma de onda para o cálculo da distribuição espaço-temporal dos deslizamentos sobre o plano de falha, mediante um modelo de fonte extensa. O modelo de rotura assim obtido será aferido mediante a modelação da deformação cossísmica e sua comparação com a correspondente deformação obtida por Interferometria de radar de abertura sintética com dados do Sentinel-1

## 2. INFORMAÇÕES PRELIMINARES

A localização e magnitude do choque principal do sismo de 8 de setembro foram determinadas por várias agências nacionais de vigilância sísmica, que obtiveram valores ligeiramente diferentes como mostra a Tabela 1. Neste trabalho considerámos a localização publicada pelo *United States Geological Survey* (USGS) por ser uma localização revista e com a garantia de uma incerteza baixa tanto lateralmente como em profundidade (~3.1 km).

Os dados macrossísmicos deste evento divulgados pelo USGS e EMSC, (<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage>, [https://emsc.eu/Earthquake\\_information/earthquake\\_map.php?id=1550978](https://emsc.eu/Earthquake_information/earthquake_map.php?id=1550978) ) revelam que foi registada uma intensidade máxima VIII junto ao epicentro, tendo sido observada uma elevação de superfície com cerca de 20 cm junto ao epicentro e cerca 7 cm de subsidência na parte sul.

Como seria de esperar após o choque principal verificou-se um aumento da atividade sísmica na região focal, numa sequência de choques secundários (réplicas) que tem estado a diminuir de frequência ao longo do tempo. Os dados de sismicidade na região

Tabela 1- Localização do foco do sismo de 8 de setembro de 2023 reportada por diversas agências.

Agência	Tempo de origem (UTC)	Latitude	Longitude	Profundidade (km)
IGN (Espanha)	22:11:00	31.2044	-8.7582	25.0
IPMA (Portugal)	22:11:02	31.078	-8.36	20.0
USGS (USA)	22:11:01	31.058	-8.385	19
INGV (Itália)	22:11:00	31.054	-8.3940	10
EMSC (França)	22:11:02	31.058	-8.490	26

IGN - Instituto Geográfico Nacional; (IPMA) Instituto Português do Mar e da Atmosfera; (USGS) United States Geological Survey; INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; EMSC - Euro-Mediterranean Seismologic Centre

obtidos nos catálogos do ISC (<http://www.isc.ac.uk>, acessado em 23/11/2023) e IPMA mostram que nos dois anos anteriores ao evento, a taxa de ocorrência de sismos de  $M > 2$  num raio de  $\sim 300$  km à volta da região epicentral deste sismo era cerca de 1.5/mês. No primeiro dia após o choque principal foram registados 37 eventos de  $M > 2$ , verificando-se a partir daí um decréscimo do número de eventos segundo uma lei de potência do tipo  $N = 1/(a+Ct)^\alpha$  (ver figura 2). Verifica-se ainda que as réplicas se distribuem num raio aproximado de 50 km à volta do epicentro do choque principal. O mecanismo de fonte deste sismo foi determinado preliminarmente por várias agências cujos resultados se encontram na Tabela 2.

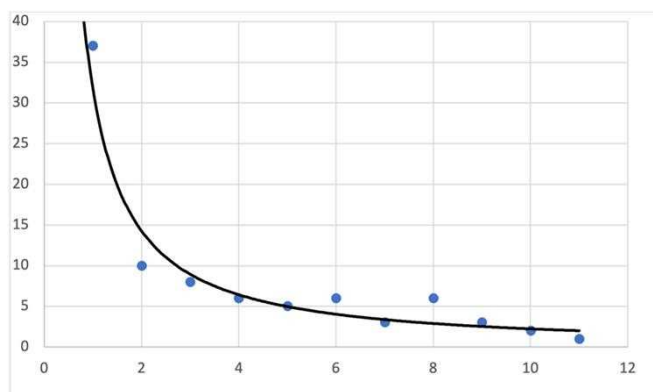
Fig. 2 – variação do número de réplicas de  $M > 2$  diárias nos primeiros 11 dias após o choque principal (dados ISC).

Tabela 2- Soluções do plano de falha do sismo de 8 de setembro de 2023, obtidos por inversão do tensor momento sísmico, por várias agências.

Agência	Lat.	Long.	H0 (km)	st1	Dp1	rk1	st2	Dp1	rk2	M0(N.m)
GCMT	31.0	-8.3	28	119	23	132	255	73	74	2.79E+19
GFZ	31.1	-8.4	27	118	21	124	262	73	78	2.60E+19
USGS	31.1	-8.4	31	122	29	132	255	69	69	2.34E+19
CPPT	31.1	-8.4	30	130	34	144	251	71	61	1.76E+19
IPGP	31.1	-8.4	24	136	37	143	257	69	59	3.25E+19
INGV	31.0	-8.3	23	130	30	136	259	70	68	2.30E+19

GCMT- Global Centroid-Moment-Tensor (CMT) Project; GFZ - German Research Centre for Geosciences; USGS- United States Geological Survey; CPPT - Centre Polyndisien de Prevention des Tsunamis; IPGP - Institut de Physique du Globe de Paris; INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Italia), **st1** e **st2** = Azimute dos planos de falha 1 e 2; **Dp1** e **DP 2** = Inclinação dos planos 1 e 2; **rk1** e **rk2** = Ângulo de deslizamento.

### 3. ESTUDO DA ROTURA POR INVERSÃO DA FORMA DE ONDA

A reconstituição da rotura sísmica consiste em caracterizar os deslizamentos ocorridos no interior da crosta que explicam as manifestações na superfície. Essa caracterização pode ser feita com maior ou menor detalhe dependendo dos dados e dos métodos disponíveis. Os métodos mais populares para resolver esta questão são os métodos de inversão da forma de onda. Porém, como na maioria dos problemas em Geofísica, as soluções destas inversões não garantem a unicidade. Para vencer esse obstáculo o que se costuma fazer é fixar o maior número de parâmetros do modelo, obtidos por outros métodos, e assim constrianger as soluções possíveis.

Para o estudo desta fonte foi considerado um conjunto de registos sísmológicos feitos em 26 estações de banda larga a distâncias telessísmicas, entre  $30^\circ$  e  $90^\circ$ , distribuídas em torno do epicentro (Figura 3). Desses registos foram selecionados 26 fragmentos de ondas P (componente vertical) e 8 componentes SH, convertidas para deslocamento do solo.

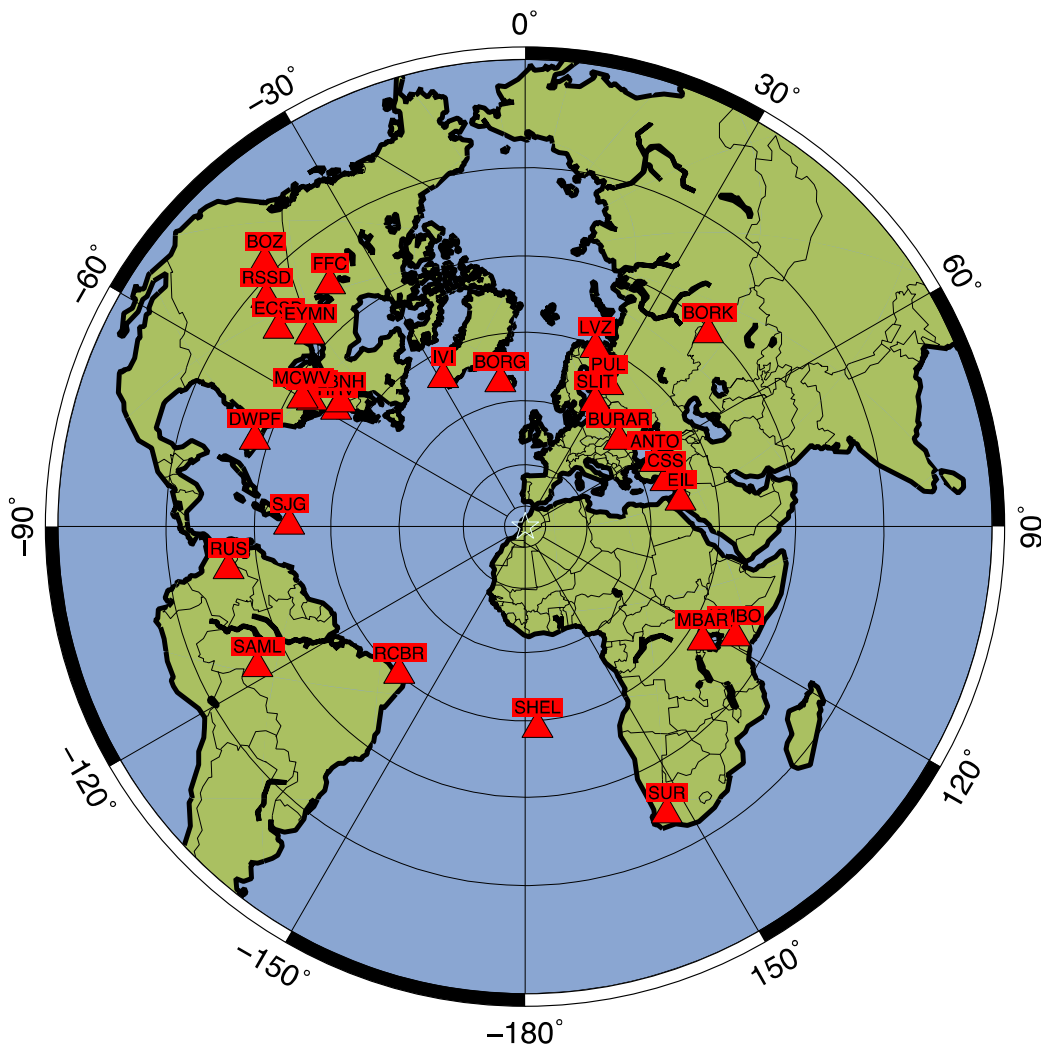


Fig. 3 – Localização das estações que registaram as formas de onda usadas neste trabalho.

Previamente à utilização dos dados referidos anteriormente para o estudo da fonte é necessário implementar uma cadeia de processamento de sinal. No caso concreto esse processamento foi feito utilizando maioritariamente o pacote SAC [11]. Consiste em



isolar o deslocamento o solo produzido pelas ondas P e SH, partindo dos registos sísmológicos das estações e das respetivas respostas instrumentais (ambos obtidos no consórcio IRIS), e seguiu as seguintes etapas:

- 1-Picagem das fases P nas componentes verticais e fases S nas componentes horizontais;
- 2- Corte das formas de onda em menores porções de dados: entre 5 s antes das fases P e S e 80s após a chegada do P e S.
- 3- Decimação para uma taxa de amostragem de 5 Hz ( $\Delta t=0,2s$ )
- 4-Correção do instrumento - desconvolução para deslocamento usando e filtragem simultânea com filtro passa banda entre 0.01 Hz e 0.6Hz.
- 5- Rotação dos componentes S para obter os componentes R e T (usando a T como SH)
- 6- Ajuste do zero- deslocamento vertical das várias componentes de modo a amplitude do sinal no instante das chegadas P e SH ser zero.
- 7- Criação do ficheiro fort.1, que concentra todas as ondas processadas individualmente e respetivos metadados com informações paramétricas a utilizar na inversão.

O estudo completo desta fonte vai seguir uma metodologia que se desenvolve em duas etapas. Na primeira foi feita a inversão das formas de onda mediante um modelo de fonte pontual com mecanismo de duplo par de forças, fixando a profundidade do hipocentro. O resultado dessa inversão devolve as componentes do tensor momento sísmico e conseqüentemente a orientação de dois planos (um deles o da rotura e o outro o complementar) e o erro associado à solução. Repetindo o processo de inversão para várias profundidades e considerando a solução de menor erro, fixamos a profundidade e a orientação do plano de rotura e do seu complementar. Após esta etapa fica-se com uma ideia do mecanismo médio desta fonte. São determinados a profundidade do hipocentro, a orientação de dois planos em que um é o de rotura, e a direção e valor médio do deslizamento (slip). Porém persiste a dúvida de qual dos dois planos obtidos corresponderá ao plano de rotura. Para levantar essa dúvida há necessidade de recorrer a outras informações retiradas ou dos efeitos diretos da rotura ou então à interpretação de perturbações geodésicas conhecidas.

A segunda etapa vai consistir numa nova inversão da forma de onda, mas agora mediante um modelo de fonte finita, para calcular a distribuição espaço-temporal de deslizamentos sobre o plano de falha. Para isso vamos aplicar o método de inversão desenvolvido por Kikuchi e Kanamori [12]. A geometria da falha é fixada usando os resultados da primeira etapa, sendo a dimensão ajustada por tentativa e erro.

Os métodos de inversão da forma de onda para a determinação dos parâmetros da fonte envolvem, no módulo direto, o cálculo das funções de Green a partir das quais são calculadas as formas de onda sintéticas que comparam com as observadas. Para isso é necessário dispor dos modelos de velocidade das zonas atravessadas pelas ondas. Nos métodos utilizados é necessário considerar dois modelos. Um para a zona da fonte e outro para toda a estrutura interna da Terra e região da estação. Destes modelos o mais crítico é o da zona da fonte, que deve ser bem representativo da estrutura da zona da rotura. O outro modelo é menos crítico e pode usar-se um modelo global de velocidades. No caso concreto do sismo de Marrocos, para a zona da fonte foi usado um modelo de velocidades com 7 camadas, adaptado do modelo de estrutura da zona do Alto Atlas, considerando o ponto mais próximo do epicentro ( $LAT= 30.5$   $Long=-8$ ), fornecido por Javier Fullea da Universidade Complutense de Madrid (comunicação pessoal). Para modelo de estrutura foi considerado o modelo global de Jeffreys-Bullen [13].

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Modelo de fonte pontual

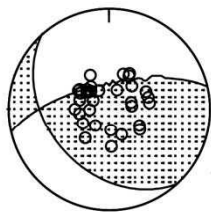
Foram realizadas inversões considerando uma duração de 20s para as ondas de volume, para uma faixa de profundidades entre 6 km e 34 km com intervalo de profundidade de 2 km. A solução que apresenta menor erro ocorreu quando o hipocentro foi fixado a 24km de profundidade. A solução (Figuras 4 e 5) aponta para um mecanismo de falha inversa com uma componente de desligamento. A função temporal da fonte (FTF) indica que a rotura terá tido uma duração aproximada de 10s e um momento sísmico escalar de  $2.8 \times 10^{19}$  Nm, valor dentro da faixa de valores obtidos por outros autores (Tabela 1). Contudo, apesar deste resultado dar uma noção da dimensão e mecanismo da fonte não resolve a questão de discernir qual o plano de falha onde a rotura terá ocorrido. O método devolve dois planos que respondem exatamente da mesma forma aos dados utilizados, os planos (azimute, inclinação), A (139, 39) e B(257, 69). Um desses planos corresponde ao plano de falha onde a rotura ocorreu. A escolha de qual deles é foi feita com base na informação sobre a elevação do terreno a Norte do epicentro e a subsidência na parte sul ( [https://www.esa.int/Applications/Observing\\_the\\_Earth/Copernicus/Sentinel-1/Sentinel-1\\_reveals\\_shifts\\_from\\_Morocco\\_earthquake](https://www.esa.int/Applications/Observing_the_Earth/Copernicus/Sentinel-1/Sentinel-1_reveals_shifts_from_Morocco_earthquake)). Tal observação, e atendendo a que o movimento é de falha inversa, só é compatível com o movimento sobre o plano B, com o traço orientado no azimute  $257^\circ$ , com inclinação relativamente à horizontal de  $69^\circ$  com a pendente virada para Norte.

#### Marrocos 2023

Variância: 0.1713

H0=24km

#### Mecanismo



Str., Dip, Rake

Plano A 139, 39, 146

Plano B 257, 69, 56

#### FTF

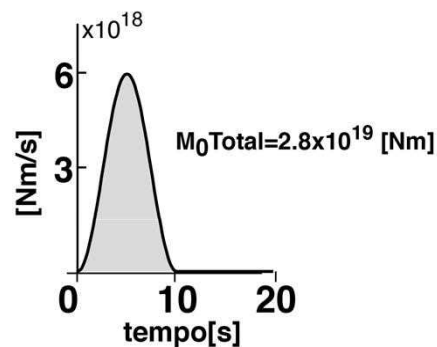


Fig. 4 – Modelo de rotura do sismo de Marrocos. Painel da esquerda - mecanismo médio com localização dos pontos de observação projetados na esfera focal; painel da direita - Função temporal da fonte que representa a taxa de libertação de momento sísmico durante a rotura.

## 5. TRABALHOS FUTUROS

### 5.1. Modelo de fonte finita

A etapa seguinte que estará concluída em breve consiste no cálculo da distribuição de deslizamentos por inversão da forma de onda, usando o algoritmo mom3 de [14]. A geometria do plano de falha (strike e dip) é fixada de acordo com o resultado da primeira etapa ( $257^\circ$  e  $69^\circ$ ). Sobre esse plano será fixada uma grelha com células quadradas de 4km de lado. Essa grelha é referenciada usando um referencial cartesiano com origem no ponto que coincide com o hipocentro, neste caso à profundidade de 24km.

A inversão devolve a amplitude e a direção do deslizamento de cada uma das células que constituem a rede (sub-falhas) que cobre o plano de falha, em cada instante –

modelo de distribuição dos deslizamentos. A inversão fornece ainda a função de liberação temporal de momento sísmico, vulgarmente chamada função temporal da fonte. Para além do plano de rotura é necessário fixar a velocidade da frente de rotura sobre o plano de falha (velocidade de rotura). É um parâmetro que regula a evolução da rotura. Cada sub-falha só pode romper após a chegada da frente de rotura. No caso deste sismo vamos utilizar o valor de 2.7km/s que concorda com estudos teóricos eg. [15] que, nas condições consideradas, apontam para valores de 0.7 da velocidade das ondas S na região.

## 5.2. Validação do modelo de rotura

Os métodos de inversão da forma de onda sísmica utilizados permitiram a construção de um modelo pormenorizado de fonte para este sismo, que responde aos dados utilizados. Contudo, explicar os dados utilizados é a única garantia de qualidade que estes métodos podem oferecer. Porém, devido ao problema da não unicidade, essa garantia pode ser insuficiente. Uma das poucas formas de colmatar essa insuficiência é por o modelo à prova face a outro tipo de dados decorrentes da mesma fonte sísmica.

Calcular as deformações superficiais produzidas na região epicentral, usando o modelo de rotura obtido e confrontar esses valores com os correspondentes registadas por métodos geodésicos, configura uma boa confirmação.

A região de Al Haouz, palco do epicentro deste sismo, tem vindo a ser monitorizada pelos Radares de Abertura Sintética (SAR) a bordo do Satélite Sentinel-1. Do conjunto dos dados dessa monitorização há vários pares de imagens SAR (antes e depois do sismo) com quais é possível extrair, por processamento interferométrico de SAR (InSAR), informação da componente da deformação superficial ocorrida nesse intervalo de tempo na direção da visada do satélite.

Por outro lado, é possível, considerando o modelo de fonte estabelecido por inversão, calcular o campo de deformação cossísmica superficial, usando por exemplo o programa Coulomb [16][17]. Se esse campo de deformação calculado for projetado na direção da visada do satélite na posição de captura dos dados SAR usados e essa projeção for representada num diagrama de franjas como os interferogramas reais, obtém-se um interferograma sintético que pode ser comparado com o interferograma real. Dependendo do nível de similitude entre os dois interferogramas far-se-á a avaliação do modelo de rotura obtido pela metodologia apresentada, ou usando uma metodologia simples de comparação de imagens ou tentando uma inverção conjunta de dados sísmicos e geodésicos.

### Marrocos 2023

Variância:

0.1713

— Observado  
— Sintético

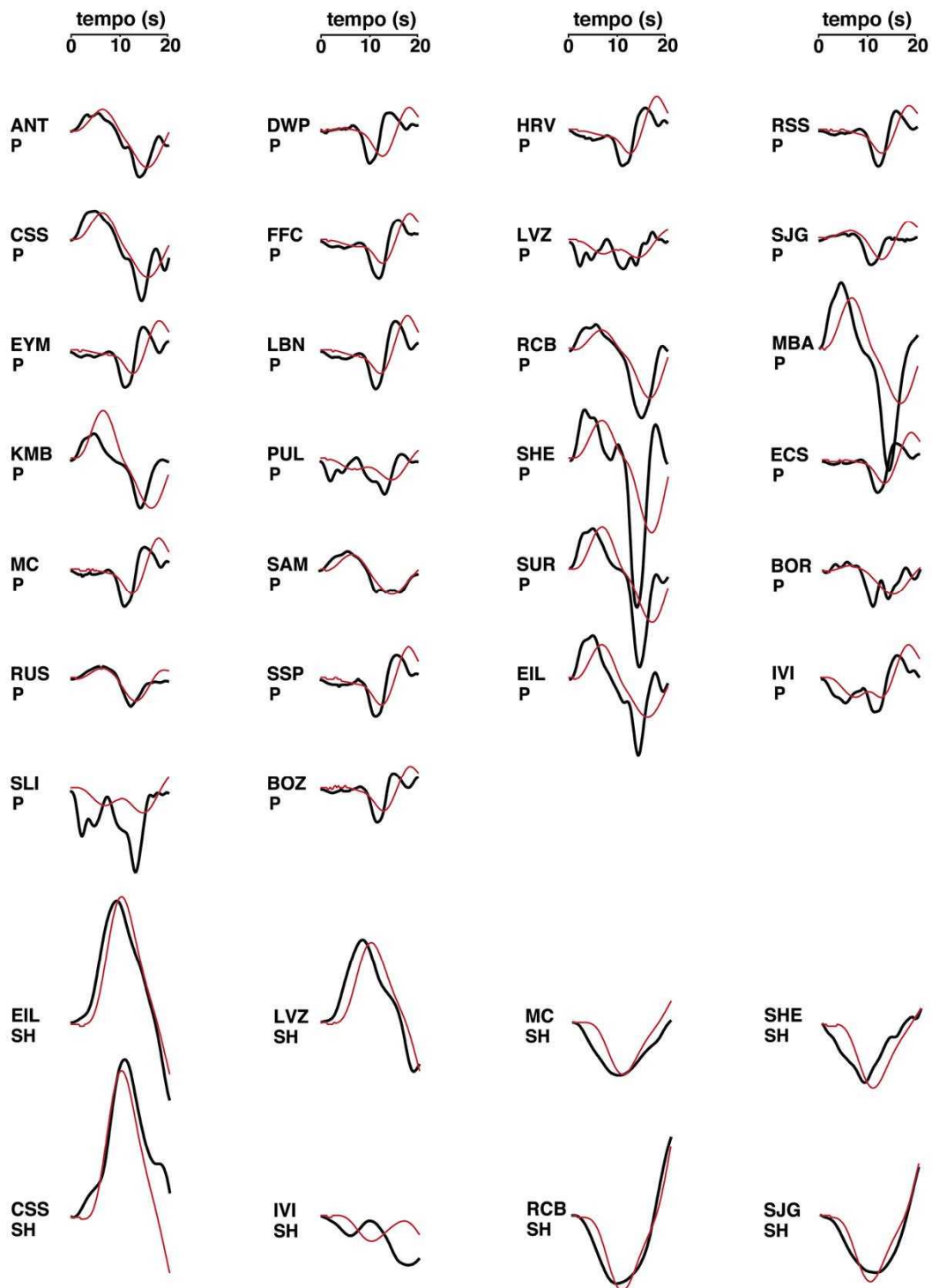


Fig.5 – Comparação entre as formas de onda observadas (preto) e as sintéticas (vermelho) explicadas pelo modelo de rotura obtido.

## 6. CONCLUSÕES

A partir do articulado dos métodos referidos será estabelecido um modelo pormenorizado da evolução cinemática da rotura do sismo de Marrocos de 2023 e feita a sua avaliação através de dados geodésicos. Contudo, com os resultados obtidos até ao momento por inversão da forma de onda mediante um modelo de fonte pontual, podemos já avançar que a rotura ocorreu sobre um segmento de um plano de falha sub-vertical (inclinado  $69^\circ$  relativamente à horizontal) orientado ENE-WSW (azimute= $257^\circ$ ) com a pendente para NNW e teve início num ponto de nucleação (foco) à profundidade de 24km sob o epicentro. A função que dá a evolução da taxa de momento sísmico envolvido mostra que a rotura teve uma duração aproximada de 10 s e que durante esse tempo libertou um momento sísmico escalar total de  $2.8 \times 10^{19}$  Nm. Do mecanismo retiramos que os deslizamentos sobre o plano de falha, produzidos no processo de rotura, são maioritariamente ascendentes (inversos) mas com uma componente horizontal no sentido WSW (de desligamento esquerdo).

## 7. AGRADECIMENTOS

O trabalho foi apoiado pelo projeto UIDB/04683/2020 da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) - ICT (Instituto de Ciências da Terra). Agradecemos ao Prof. Javier Fullea da Universidade Complutense de Madrid pela cedência do modelo de velocidades da zona da fonte.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] Bensaid, I., Cherkaoui, T.E., Medina, F., Caldeira, B., Buforn, E., Emran, A., and Hahou, Y. (2012) The 1992 Tafilalt seismic crisis (Anti-Atlas, Morocco). *Journal of seismology* 16, 35-53.
- [2] Cherkaoui, T.E. and El Hassani, A. (2012) Seismicity and Seismic hazard in Morocco. *Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre* 34, 45-55.
- [3] Buforn, E., Pro, C., de Galdeano, C. S., Cantavella, J. V., Cesca, S., Caldeira, B., ... and Mattesini, M. (2017) The 2016 south Alboran earthquake ( $M_w=6.4$ ): A reactivation of the Ibero-Maghrebian region?. *Tectonophysics* 712, 704-715.
- [4] Cherkaoui, T. E., and El Hassani, A. (2023) *Les séismes au Maroc*, Hassan II Academy Press, Rabat.
- [5] Buforn E. and Udias A. (2010) Azores-Tunisia, a tectonically complex boundary. In: Dmowska R. (ed) *Adv Geophys* 52, 139–182
- [6] Hatzfeld D. and Frogneux M (1981) Intermediate depth seismicity in the western Mediterranean unrelated to subduction of oceanic lithosphere. *Nature* 292, 443–445
- [7] Moudnib, L. E., Timoulali, Y., Nouayti, A., El Abbassi, M., Bouka, M., Nouayti, N., and Mhammedi, N. (2023) Seismotectonic model of High-Middle Atlas Junction (Morocco) derived from earthquake focal mechanism and stress tensor analysis. *Modeling Earth Systems and Environment*, 9(2), 2407-2423.
- [8] DeMets C., Gordon R.G. and Argus D.F. (2010) Geologically current plate motions. *Geophys J Intern* 181, 1–80
- [9] Buforn E., Sanz de Galdeano C. and Udias A. (1995) Seismotectonics of the Ibero-Maghrebian region. *Tectonophysics* 152, 89–118
- [10] Buforn E., Bezzeghoud M., Udias A., and Pro C. (2004) Seismic sources on the Iberia-African plate boundary and their tectonic implications. *Pure Appl Geophys* 161(3), 623–646
- [11] Goldstein, P. and Snoke, A. (2005) SAC Availability for the IRIS Community, Incorporated Institutions for Seismology Data Management Center Electronic Newsletter.
- [12] Kikuchi, A. and Kanamori, H., (1991) Inversion of complex waves III. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 81, 2335–2350.

- [13] Jeffreys H. and Bullen K.E. (1940) *Seismological Tables*, British Association for the Advancement of Science, London.
- [14] Kikuchi, M. and Kanamori, H. (2003) Note on Teleseismic Body-Wave Inversion Program, <http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/ETAL/KIKUCHI> .
- [15] Hussain, M. A., Rajaram, C., and Kumar, R. P. (2005) Study on the correlation between shear and rupture wave velocity of Chandigarh fault, Joint International Workshop of ISPRS WG VIII/1 and WG IV/4 on Geospatial Data for Disaster and Risk Reduction.
- [16] Toda S., Stein R.S., Richards-Dinger K. and Bozkurt S. (2005) Forecasting the evolution of seismicity in southern California: Animations built on earthquake stress transfer. *J Geophys Res*, 110(B5)
- [17] Lin J. and Stein R.S. (2004) Stress triggering in thrust and subduction earthquakes, and stress interaction between the southern San Andreas and nearby thrust and strike-slip faults. *J Geophys Res* 109(B2)

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **MÉTODO COMPUTACIONAL DE GERAÇÃO DE CATÁLOGOS DE SISMOS SIMULADOS**

**JOÃO M.C. ESTÊVÃO**  
Professor Coordenador  
Universidade do Algarve

### **SUMÁRIO**

Nas abordagens probabilísticas que normalmente se usam para avaliar a perigosidade sísmica de uma região, os resultados obtidos não estão associados a um cenário de ocorrência de um sismo em particular, dificultando a transferência da informação obtida para a sociedade em geral (designadamente a magnitude do sismo e a distância ao local). Neste contexto, este trabalho propõe uma nova abordagem computacional baseada na geração de catálogos de sismos simulados usando amostragens por hipercubo latino. Esta abordagem permite identificar todos os cenários sísmicos que podem causar danos nas construções, considerando as magnitudes e as distâncias dos sismos ao local de interesse. Além disso, permite incorporar o maior número possível de variáveis aleatórias na análise. Os catálogos são gerados a partir das estatísticas da sismicidade instrumental observada nas últimas décadas numa zona sismogénica, para um determinado período de retorno. A abordagem computacional é descrita em detalhe e ilustrada com exemplos de aplicação.

### **ABSTRACT**

In the probabilistic approaches that are normally used to assess the seismic hazard of a region, the results obtained are not associated with a particular earthquake scenario, making it difficult to transfer the information obtained to society in general (namely the magnitude of the earthquake and the distance to the site). In this context, this work proposes a new computational approach based on generating catalogues of simulated earthquakes using Latin hypercube sampling. This approach makes it possible to identify all the seismic scenarios that could cause damage to buildings, taking into account the magnitudes and distances of the earthquakes from the site of interest. It also allows as many random variables as possible to be incorporated into the analysis. The catalogues are generated from the statistics of instrumental seismicity observed in recent decades in a seismogenic zone, for a defined return period. The computational approach is described in detail and illustrated with application examples.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ação sísmica, Catálogos simulados, Hipercubo Latino, Algarve.



## 1. INTRODUÇÃO

As ferramentas computacionais de avaliação da perigosidade sísmica são essenciais para apoiar os estudos de risco sísmico, ou para definir a ação sísmica adequada em uma determinada região. Neste contexto, é comum usar abordagens probabilísticas baseadas na metodologia proposta originalmente por Cornell [1]. Usando uma generalização dessa abordagem, é possível aplicar o teorema da probabilidade total para estimar a probabilidade de um certo efeito  $Y$  ser superado, dado que um evento sísmico ocorreu na zona sismogénica  $E_j$ , que é dada por

$$P(Y > y|E_j) = \iint \dots \int P_j(Y > y|x_1 \dots x_n) \cdot f_j(x_1) \dots f_j(x_n|x_1 \dots x_n) \cdot dx_1 \dots dx_n \quad (1)$$

Quanto maior for o número de variáveis aleatórias consideradas ( $x_1 \dots x_n$ ), maior será o esforço computacional para resolver numericamente a Eq. (1). Assim, é comum a redução do número de variáveis aleatórias que são adotadas nos estudos usualmente realizados, dado que a análise pode ficar inviável atendendo ao esforço computacional necessário, aumentando assim a incerteza de natureza epistémica. Por isso, é comum a redução do número de variáveis até ao mínimo proposto por Cornell [1], correspondendo somente a duas variáveis, sendo estas tipicamente a magnitude do evento sísmico ( $M$ ) e uma distância, usualmente a epicentral ( $D$ ), a hipocentral ( $R$ ), ou a menor distância à rotura ( $R_f$ )

Existem estudos realizados para Portugal que demonstram a influência da consideração de mais variáveis aleatórias na probabilidade de excedência, nomeadamente o tamanho e a localização da zona sismogénica (normalmente definida de forma totalmente determinística), a dimensão da rotura (seja um ponto, uma linha, um plano ou um conjunto de planos), ou a profundidade do hipocentro (normalmente ignorada, ou então considerada como sendo uma variável determinística), por exemplo [2, 3]. Outros fatores importantes, designadamente pelo seu possível efeito no comportamento das construções, é a possível existência de asperezas, e respetiva localização no plano da falha, e os efeitos geológicos locais [4]. Estes dois últimos fatores estão normalmente incluídos nas dispersões associadas aos resultados das leis de atenuação, que poderão ser incluídas no modelo como uma variável aleatória adicional.

Neste contexto, é importante que se procurem abordagens computacionais alternativas que permitam aumentar o rigor dos resultados dos estudos de perigosidade sísmica, designadamente procurando incluir no modelo matemático o maior número possível de variáveis aleatórias, de modo a possibilitar uma redução da incerteza de natureza epistémica associada a este tipo de estudos.

Uma alternativa à resolução numérica da Eq. (1) consiste na geração de catálogos de sismos simulados, com recurso ao método de Monte Carlo (MC), por exemplo [5-9]. Contudo, estudos comparativos de análise de risco têm demonstrado que existem outras abordagens probabilísticas mais eficazes em termos de precisão de resultados [10], designadamente a técnica de redução de variância denominada por Hipercubo Latino (HL).

No contexto do projeto PERSISTAH (Projetos de Escolas Resilientes aos Sismos no Território do Algarve e de Huelva) foi iniciado o desenvolvimento de uma nova abordagem computacional, a qual possibilita a geração de catálogos de sismos simulados com recurso ao HL, que foi implementada num objeto computacional que permite a sua interligação com outras rotinas informáticas anteriormente desenvolvidas [11].

Para o período de retorno pretendido, são gerados catálogos de sismos simulados em função das características da sismicidade instrumental registada numa determinada zona sismogénica, observada ao longo das últimas décadas. Neste trabalho, é apresentada a descrição detalhada da abordagem que foi desenvolvida e implementada em computador, com recurso ao HL, e é apresentado um exemplo ilustrativo da sua aplicação prática.

## 2. GERAÇÃO DE CATÁLOGOS DE SISMOS SIMULADOS

Os catálogos de  $N$  sismos simulados são gerados com base no HL, considerando duas distribuições de probabilidade. Uma permite caracterizar a distribuição dos sismos no espaço, e a outra no tempo.

### 2.1. Distribuição dos sismos no espaço

Nos estudos correntes de perigosidade sísmica, é usual considerar-se que existe igual probabilidade de ocorrer um sismo numa determinada zona geradora de eventos sísmicos.

Um dos pressupostos dos estudos de perigosidade sísmica mais correntes é que a probabilidade de ocorrência de um evento sísmico é a mesma em qualquer área de uma zona geradora de eventos. Como a delimitação da zona é realizada de forma determinística, em função do conhecimento pericial de quem realiza o estudo, isso pode criar um viés com influência no rigor dos resultados.

Procurando minimizar a incerteza de natureza epistémica associada a esse procedimento determinístico, foi utilizada uma função de distribuição de probabilidade de epicentros na área  $A$ ,  $f_A(x_i, y_i)$ , estabelecida de modo a ter em consideração a real distribuição espacial de epicentros que é observada nos catálogos de sismos registados instrumentalmente.

Para que seja possível a determinação da função  $f_A(x_i, y_i)$ , primeiramente a área  $A$  é dividida numa grelha de pontos equidistantes, à distância  $\Delta x$  e  $\Delta y$ , tal como está esquematizado na Fig. 1. Depois, é estabelecido um raio  $\Delta R$  de sobreposição das regiões de influência de cada centro da grelha.

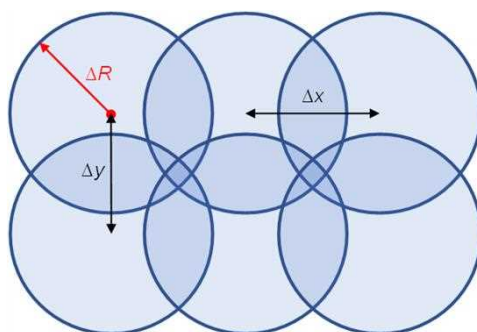


Fig. 1 – Esquematização da distribuição dos centros da grelha estabelecida para uma área  $A$ , e sobreposição das regiões de influência para um raio  $\Delta R$ .

A função de distribuição de probabilidade de epicentros na área  $A$  corresponde a:

$$f_A(x_i, y_i) = \frac{n^\circ \text{ de sismos a uma distância } \Delta R_i \text{ do ponto } i \text{ da grelha}}{n^\circ \text{ total de sismos contabilizados em todos os pontos } i \text{ da grelha}} \quad (2)$$

Desta forma, teremos

$$\int f_A(x_i, y_i) dA = 1 \quad (3)$$

O contador do número de sismos num centro da grelha de pontos é iniciado com um valor unitário, para que  $f_A(x_i, y_i) > 0$ , garantido assim que podem ocorrer sismos em todos os pontos da grelha, ainda que com muito baixa probabilidade, mesmo que não tenham sido registados sismos num raio  $\Delta R_i$  (com centro nesse ponto  $i$ ).

## 2.2. Distribuição dos sismos no tempo

A recorrência do fenómeno sísmico pode ser representada do ponto de vista matemático através de um modelo de Poisson e na lei de Gutenberg-Richter [12]. Neste contexto, e sendo o período de retorno ( $T_R$ ) igual ao inverso da probabilidade anual de excedência, então temos que o número de sismos  $N_E$  que irão ocorrer para um determinado valor de  $T_R$  será

$$N_E = \frac{1}{P_f} \quad (4)$$

$$P_f = -\frac{1}{\lambda} \ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \quad (5)$$

Em que  $\lambda$  é o valor da taxa média de ocorrência de um evento sísmico no intervalo de tempo considerado. Este valor pode ser obtido para a zona em estudo, para a qual se pretende gerar o catálogo de sismos simulados, através do catálogo de sismos registados num intervalo de tempo  $\Delta t$ , cujas magnitudes sejam superiores a  $M_0$ , sendo

$$\lambda = \frac{N_0}{\Delta t} \quad (6)$$

$$N_0 = 10^{a-b \cdot M_0} \quad (7)$$

Os parâmetros  $a$  e  $b$  são os parâmetros da lei de Gutenberg-Richter, e são obtidos por regressão linear, a partir dos sismos registados na área em estudo. A função de distribuição cumulativa da ocorrência de sismos de magnitude inferior ou igual a  $M$  será

$$F(M) = \frac{N_0 - 10^{a-b \cdot M}}{N_0 - N_U} \quad (8)$$

$$N_U = 10^{a-b \cdot M_U} \quad (9)$$

em que  $M_U$  é a magnitude máxima que se admite que área em estudo seja capaz de gerar, sendo que  $F(M_U) = 1$ .

## 2.3. Recurso ao Hypercubo Latino para geração do catálogo simulado

A amostragem de HL é um método de simulação com muitas semelhanças ao método MC. Para ser gerado o catálogo simulado, a distribuição de probabilidade de cada variável aleatória considerada é dividida em  $N_P$  intervalos de igual probabilidade, ou seja, de igual área abaixo da curva definida por essa função.

Foi desenvolvido um objeto computacional onde o MC e o HL foram implementados, destinado à realização de simulações. Primeiramente, são iniciadas as variáveis aleatórias escolhidas, em termos de tipo de distribuição e intervalos de valores. No caso da utilização do HL, é gerada uma tabela, de forma aleatória, com os números de ordem dos intervalos de valores de distribuição de probabilidade (de igual probabilidade). É a partir dessa tabela que são gerados os sismos do catálogo simulado.

Para ilustrar a abordagem proposta, neste trabalho foi realizado um exemplo de aplicação com somente 4 variáveis aleatórias: a magnitude do sismo ( $M$ ), as variações da longitude e da latitude do epicentro relativamente ao ponto  $i$  da grelha, e a profundidade do foco do sismo, no intervalo de tempo de  $a$  que corresponde a geração do catálogo simulado (que pode ser igual ao período de retorno, por exemplo).

### 3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

De modo a ser possível aplicar a metodologia proposta a uma determinada zona sismogénica de exemplo, em primeiro lugar é necessário estabelecer uma grelha de pontos. Esses pontos são depois numerados, e é calculada a distribuição de probabilidade de localização dos epicentros nos vários pontos da grelha.

Na Fig. 2, é ilustrado o procedimento atrás descrito para uma zona localizada a sudoeste do Cabo de São Vicente (localizado no Algarve).

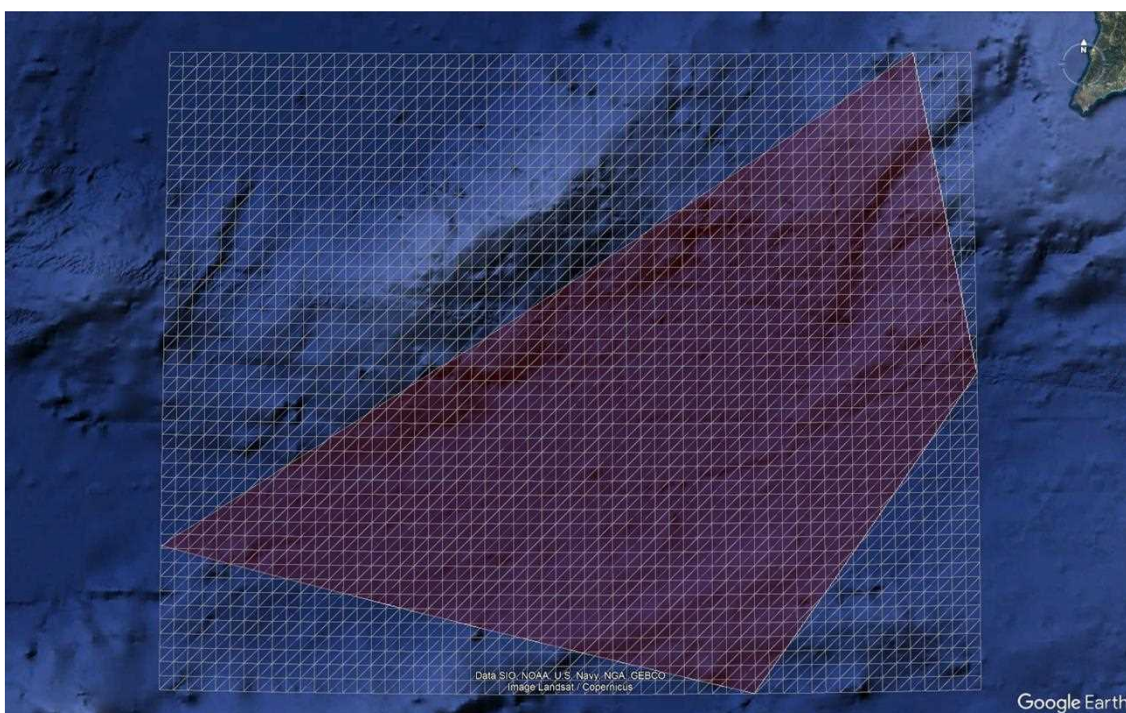


Fig. 2 – Exemplo da definição da grelha usada para a geração de sismos simulados (só são contabilizados os sismos com epicentros dentro da área sombreada pré-estabelecida).

Na Fig. 3, está apresentada a distribuição de sismos registados do catálogo do Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA), enquanto na Fig. 4 está apresentada a distribuição de sismos simulados com a estratégia computacional proposta neste trabalho, para a mesma área geradora de eventos sísmicos, para um intervalo de tempo de 475 anos.

Seguidamente, o programa de computador calcula os intervalos de valores com igual probabilidade, associando um número a cada um dos intervalos. Existirão tantos

intervalos quantos os eventos gerados para o catálogo de sismos simulados, correspondendo cada um deles a uma linha de uma tabela, com o procedimento ilustrado em [10].

Os pontos da grelha onde ocorrem mais sismos originarão um maior número de linhas da tabela do HL, aumentando assim a probabilidade de ocorrer um sismo nesse ponto. Para que os sismos não tenham todos o mesmo epicentro (os pontos da grelha), é introduzida uma pequena variação aleatória na latitude e na longitude do epicentro do sismo simulado, a partir desse ponto.

Em cada uma das Fig. 3-4, está apresentado um gráfico representando a Lei de Gutenberg-Richter, nomeadamente para os sismos registados na área em estudo (Fig. 3), e para os sismos simulados para a mesma área, mas para um intervalo de tempo de 475 anos, bastante superior ao intervalo de tempo dos registos instrumentais, e daí o número de sismos ser também muito superior (Fig. 4).

Os catálogos de sismos simulados apresentados nas Fig. 4-5 foram gerados com base nos seguintes valores:  $M_0 = 2.5$  e  $M_U = 8.5$ .

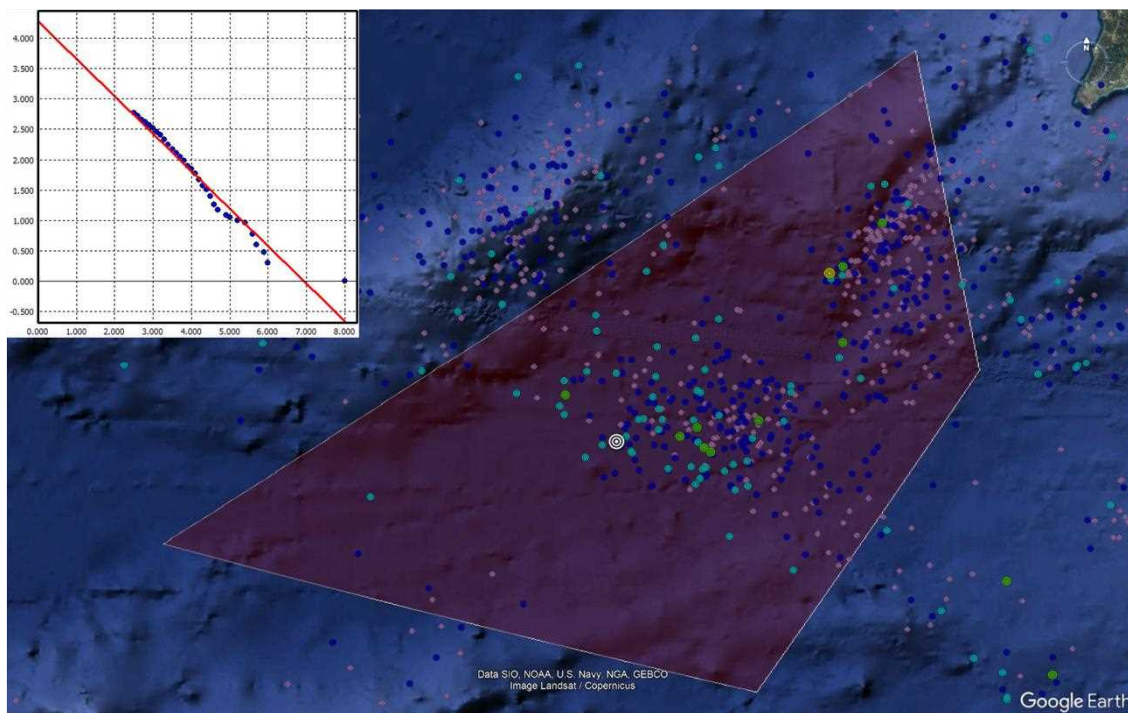


Fig. 3 – Lei de Gutenberg-Richter e sismos registados (catálogo do IPMA) na área de estudo.

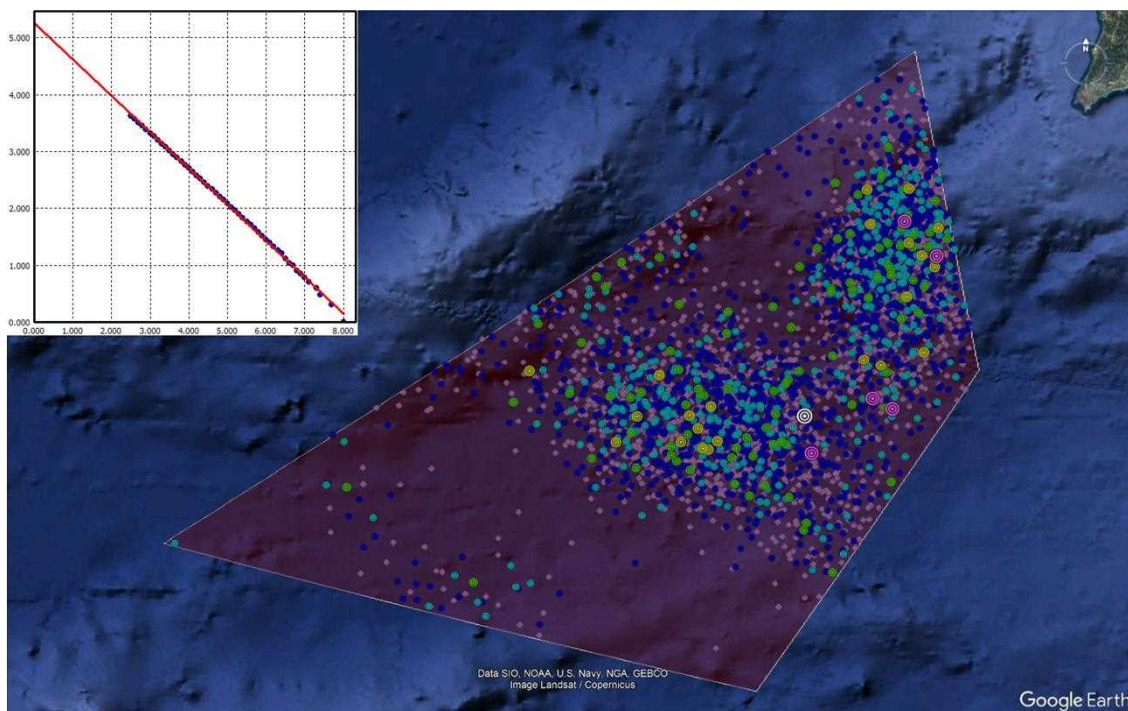


Fig. 4 – Lei de Gutenberg-Richter e sismos do catálogo simulado para a área de estudo, considerando um intervalo de tempo de 475 anos.

#### 4. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

A abordagem proposta para a geração de sismos simulados aparenta conseguir resolver o problema associado à distribuição espacial dos epicentros dos sismos no cálculo da probabilidade de excedência. Isto é de grande importância no contexto da realização de estudos de perigosidade sísmica. Quando comparamos os catálogos simulados com distribuição uniforme de epicentros (Fig. 5-a) e com distribuição proporcional à localização existente nos registos de sismos (Fig. 5-b), fica evidente a sua influência no erro do cálculo das probabilidades de excedência quando se adota o modelo de Cornell e áreas geradoras de eventos de igual probabilidade de ocorrência em termos espaciais.

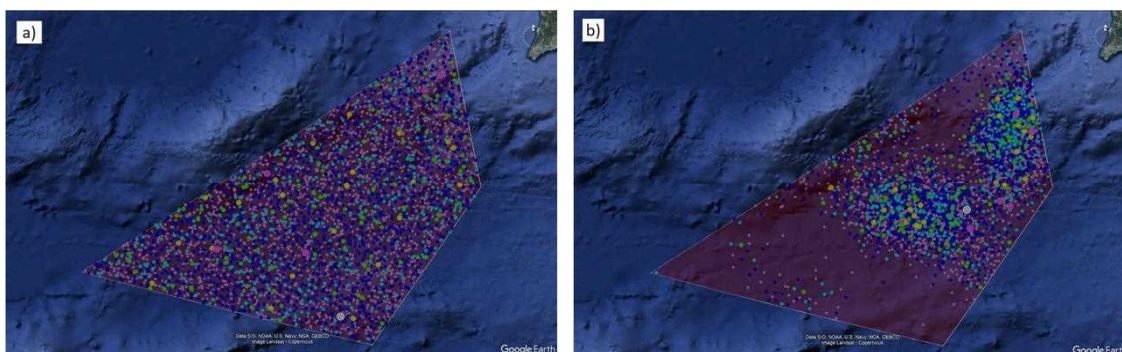


Fig. 5 – Distribuição dos epicentros de sismos simulados na área A de estudo, em um período de 475 anos. Os sismos simulados foram gerados com base em: a) uma distribuição uniforme dos epicentros; b) uma distribuição proporcional à frequência dos sismos reais, conforme a metodologia proposta.

Com esta abordagem, o número de variáveis aleatórias poderá ser muito maior do que o adotado nos exemplos apresentados neste trabalho (incluindo, por exemplo, as

dimensões da rotura, a posição relativa do foco em relação ao plano da rotura, o azimute e a inclinação do plano da falha, entre outras), sem que tal se traduza num muito maior esforço computacional. O mesmo não acontece quando se recorre à resolução numérica da Eq. (1), em que o aumento do número de variáveis aleatórias conduz a um grande aumento do esforço de cálculo, que poderá ser proibitivo para os meios computacionais mais usuais.

Por outro lado, esta abordagem permite diminuir os efeitos dos possíveis erros associados à delimitação das zonas geradoras de eventos sísmicos (que é puramente determinística, estabelecida pelos autores dos estudos em função do seu conhecimento pericial e das suas convicções pessoais, que podem enviesar os resultados dos estudos). No contexto da região do Algarve, por exemplo, o que é melhor conhecido é a distribuição espacial dos epicentros dos sismos. Quanto à localização das falhas existentes no mar, os atuais meios tecnológicos só permitem a sua identificação numa zona muito superficial, pelo que se desconhece a sua real evolução em profundidade. Quando pré-estabelecemos um conjunto de falhas sísmicas de forma determinística (e omitimos outras), estamos a aumentar as incertezas de natureza epistémica nos resultados dos estudos de perigosidade sísmica, condicionando o seu rigor. A adoção da metodologia proposta permite reduzir o efeito dessa incerteza, designadamente por ser possível incluir um elevado número de variáveis aleatórias no modelo, e por ser possível melhorar o tratamento probabilístico da distribuição espacial da localização dos epicentros (que é o que efetivamente conhecemos, nomeadamente a partir dos catálogos de registos instrumentais da ocorrência de sismos, pelo que será desejável que as características das roturas sejam tratadas em termos probabilísticos, tendo por base a localização dos epicentros).

A zona apresentada nas Fig. 2-5 corresponde a uma das zonas propostas no recente estudo europeu ESHM20 [13]. Quando examinamos o catálogo de sismos registados e os catálogos simulados com base na taxa de ocorrência de sismos registados, parece que o exame de epicentros na zona do Canhão de São Vicente está cortado (Fig. 3-4 e 5-b), algo que não fica visível quando se assume uma distribuição uniforme de localizações de epicentros (Fig. 5-a), ficando também evidente o quão irrealista é esse pressuposto matemático.

No contexto do catálogo simulado apresentado na Fig. 5-b, a probabilidade de ocorrer um sismo nas proximidades de Sagres é muito maior do que a obtida no catálogo da Fig. 5-a, atendendo a uma maior concentração de sismos na proximidade do Algarve, que é baseada na evidência.

Esta abordagem também se torna especialmente útil para a proteção civil, por permitir escolher cenários de ocorrência de sismos a partir dos catálogos simulados, consoante a região em estudo, e tendo em atenção a sua probabilidade de ocorrência num determinado período de retorno. Desta forma, fica mais fácil comunicar às populações e aos decisores políticos quais os cenários que mais condicionam o risco sísmico de cada local.

Do mesmo modo, fica mais perceptível quais os cenários que mais condicionam a perigosidade sísmica de um determinado local, designadamente para efeitos da definição de uma ação sísmica regulamentar, sem que para tal seja necessário recorrer à desagregação da perigosidade sísmica a partir da Eq. (1), que é algo que também se torna muito difícil de realizar caso seja considerado um elevado número de variáveis aleatórias.

Face ao exposto, parece ser desejável a realização de novos estudos de perigosidade sísmica para a região do Algarve, por exemplo, recorrendo à geração de catálogos simulados através da abordagem computacional aqui proposta, que se pretende efetuar proximamente.

## 5. REFERÊNCIAS

- [1] Cornell, C.A. (1968) Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* **58**(5), 1583-1606.
- [2] Estêvão, J.M.C.; Oliveira, C.S. (2000) Análise comparativa da casualidade sísmica do Algarve. 2ª Assembleia Luso Espanhola de Geodesia e Geofísica, Lagos, 241-242.
- [3] Estêvão, J.M.C.; Oliveira, C.S. (2001) Parâmetros que condicionam os valores da casualidade sísmica. 5º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Açores, 29-41.
- [4] Estêvão, J.M.C.; Carvalho, A. (2015) The role of source and site effects on structural failures due to Azores earthquakes. *Engineering Failure Analysis* **56**, 429-440.
- [5] Console, R.; Chiappini, M.; Minelli, L.; Speranza, F.; Carluccio, R.; Greco, M. (2018) Seismic hazard in southern Calabria (Italy) based on the analysis of a synthetic earthquake catalog. *Acta Geophysica* **66**(5), 931-943.
- [6] Karaca, H. (2021) Generation of synthetic catalog by using Markov chain Monte Carlo simulation and inverse Poisson distribution. *Journal of Seismology* **25**(4), 1103-1114.
- [7] Kim, S.K.; Lee, J.M. (2017) Probabilistic seismic hazard analysis using a synthetic earthquake catalog: comparison of the Gyeongju City Hall site with the Seoul City Hall site in Korea. *Geosciences Journal* **21**(4), 523-533.
- [8] Sokolov, V.; Ismail-Zadeh, A. (2015) Seismic hazard from instrumentally recorded, historical and simulated earthquakes: Application to the Tibet–Himalayan region. *Tectonophysics* **657**, 187-204.
- [9] Weatherill, G.; Burton, P.W. (2010) An alternative approach to probabilistic seismic hazard analysis in the Aegean region using Monte Carlo simulation. *Tectonophysics* **492**(1), 253-278.
- [10] Estêvão, J.M.C. – Viabilidade da utilização de abordagens probabilísticas na avaliação da segurança sísmica, in: 6as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2022 / 12º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa, 2022, p. 1225-1232.
- [11] Estêvão, J.M.C. (2019) An integrated computational approach for seismic risk assessment of individual buildings. *Applied Sciences* **9**(23), 5088.
- [12] Sen, T.K. (2009) *Fundamentals of Seismic Loading on Structures*, John Wiley & Sons, Ltd, Singapore.
- [13] Danciu, L.; Nandan, S.; Reyes, C.; Basili, R.; Weatherill, G.; Beauval, C.; Rovida, A.; Vilanova, S.; Sesetyan, K.; Bard, P.-Y.; Cotton, F.; Wiemer, S.; Giardini, D. (2021) The 2020 update of the European Seismic Hazard Model: Model Overview, EFEHR Technical Report 001, v1.0.0.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **PARÂMETROS ESPECTRAIS DE FONTE E DE PROPAGAÇÃO, NAS REGIÕES DO VALE DO TEJO E SUL DE PORTUGAL – O PARÂMETRO KAPPA DE ATENUAÇÃO CRUSTAL**

**DANIELA HENRIQUES**      **SUSANA CUSTÓDIO**      **ALEXANDRA CARVALHO**  
Estudante                      Professora Associada              Investigadora Auxiliar  
Universidade de Lisboa & IPMA      Universidade de Lisboa              LNEC

### **SUMÁRIO**

Com o desenvolvimento de novos trabalhos sobre os fatores de atenuação sísmica e o melhoramento da rede sísmica nacional, impôs-se a necessidade de rever e atualizar os parâmetros espectrais de fonte sísmica e de propagação. Estes parâmetros são essenciais para os modelos estocásticos de falha finita, que permitem simular os movimentos de solo mais intensos nas regiões com atividade sísmica moderada. O foco deste trabalho é a determinação destes parâmetros para a área envolvente do Vale do Tejo e para o Sul de Portugal, duas regiões de elevado risco sísmico. Para tal, são utilizados os registos da rede sísmica nacional. Os diversos parâmetros determinados permitirão aplicar o modelo estocástico e assim simular os movimentos sísmicos intensos, quer através de séries temporais, quer através do seu conteúdo espectral, e contribuir para estudos de avaliação de risco sísmico. Neste artigo, são apresentados os resultados para o parâmetro  $k$  (kappa), que traduz o efeito da atenuação crustal.

### **ABSTRACT**

The development of new works on seismic attenuation factors and the improvement of the national seismic network, led to the necessity of reviewing and update the spectral parameters of seismic source and propagation. These parameters are essential for finite fault stochastic models, which allow simulating intense ground motion movements in regions with moderate seismic activity. The main focus of this work is the determination of these parameters for the area around Vale do Tejo and South of Portugal, two regions with significant seismic risk. The records of the national seismic network are used for that purpose. The determined parameters will allow the application of the stochastic model and thus simulate the intense seismic movements, either through time series or through their spectral content and contribute to seismic risk assessment. The preliminary results for parameter  $k$  (kappa) are presented.

**PALAVRAS-CHAVE:** movimentos sísmicos, parâmetros espectrais, propagação das ondas sísmicas, fonte sísmica.

## 1. INTRODUÇÃO

O movimento do solo pode ser caracterizado tendo em conta três processos: libertação de energia da fonte sísmica, propagação da energia sísmica e alteração do conteúdo energético devido a efeitos locais [1]. Os parâmetros regionais que permitem a caracterização destes processos de geração e propagação de energia são essenciais para a calibração de modelos estocásticos que possibilitam a simulação dos movimentos sísmicos intensos para uma dada região e podem ser determinados, maioritariamente, através da análise do conteúdo espectral das séries temporais dos sismogramas registados na rede sísmica nacional.

Os parâmetros regionais a determinar para as regiões em estudo são: o fator de decaimento espectral,  $k$  (*kappa*); a frequência de esquina,  $f_c$ ; e a queda de tensão (*stress drop*),  $\Delta\sigma$ . Estes parâmetros foram primeiramente determinados para Portugal Continental em [1] e para o Arquipélago dos Açores em [2] e [3]. As limitações do trabalho de [1], foram, por um lado, uma base de dados limitada pela rede acelerográfica nacional, que à data tinha um número de estações insuficiente e, por outro, o pouco desenvolvimento de estudos paralelos a nível nacional. A partir de 2005 a Rede Sísmica Nacional começou a ser atualizada, com o intuito de: melhorar a qualidade da aquisição de dados em estações-chave, equipando também estas com sensores acelerométricos; implementar a transmissão digital de elevada qualidade; instalar a monitorização em tempo real no centro operacional; implementar a deteção automática de sinal e associação de deteções a localização de eventos, incluindo uma avaliação da magnitude; permitir a circulação de informação rápida para a proteção civil e arquivação automática dos dados registados [4].

A Rede Sísmica Nacional atual (do continente) é constituída por 27 estações de banda larga, operadas pelas diversas instituições: IPMA (Instituto Português do Mar e Atmosfera), IDL (Instituto Dom Luiz), WM (Western Mediterranean Broadband Network) e IST (Instituto Superior Técnico). A rede sísmica é ainda constituída por 40 estações acelerométricas (no continente), operadas pelo IPMA, agrupadas nas regiões de Lisboa e Vale do Tejo e no Sul de Portugal, sendo que várias estações de banda larga e curto período apresentam também um sensor acelerométrico (Fig. 1) [4].

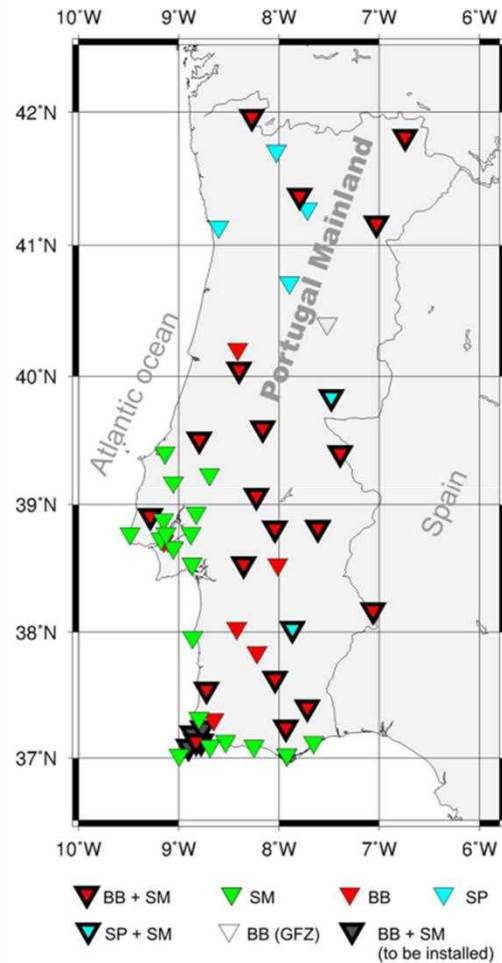


Fig. 1 - Rede sísmica atual operada em Portugal continental: BB - Banda larga, S P – curto período, SM – acelerómetros (figura retirada de [4]).

Para além da atualização da Rede Sísmica Nacional e conseqüente enriquecimento da base de dados do catálogo de eventos sísmicos, existem ainda novos estudos sobre a atenuação sísmica em Portugal Continental, nomeadamente sobre o fator de qualidade do meio,  $Q$  – que traduz o efeito da atenuação inelástica. Em [5], é determinado este parâmetro regional, através do decaimento da coda das ondas S, registadas nas redes sísmicas do continente e também nas redes temporárias *offshore*. O fator de qualidade do meio foi determinado para diversas regiões da Península Ibérica.

Dado o novo contexto e a importância dos estudos de risco sísmico, para uma região com uma atividade sísmica importante, como é Portugal Continental, impôs-se a necessidade de rever e atualizar os parâmetros mencionados anteriormente. Para isso foram escolhidas as duas regiões do continente com maior atividade sísmica: a região do Vale do Tejo (doravante denominada VT), considerando toda a área do Vale Inferior do Tejo e região envolvente, até à Figueira da Foz e o Sul de Portugal (doravante denominada SP), considerando toda a região que vai desde Arraiolos até ao Algarve (inclusive) (Fig. 2). Foram selecionados os eventos do catálogo instrumental com magnitude entre 2 e 5, no período entre 2007 e 2022, no total de 469 eventos e 9798 registos.

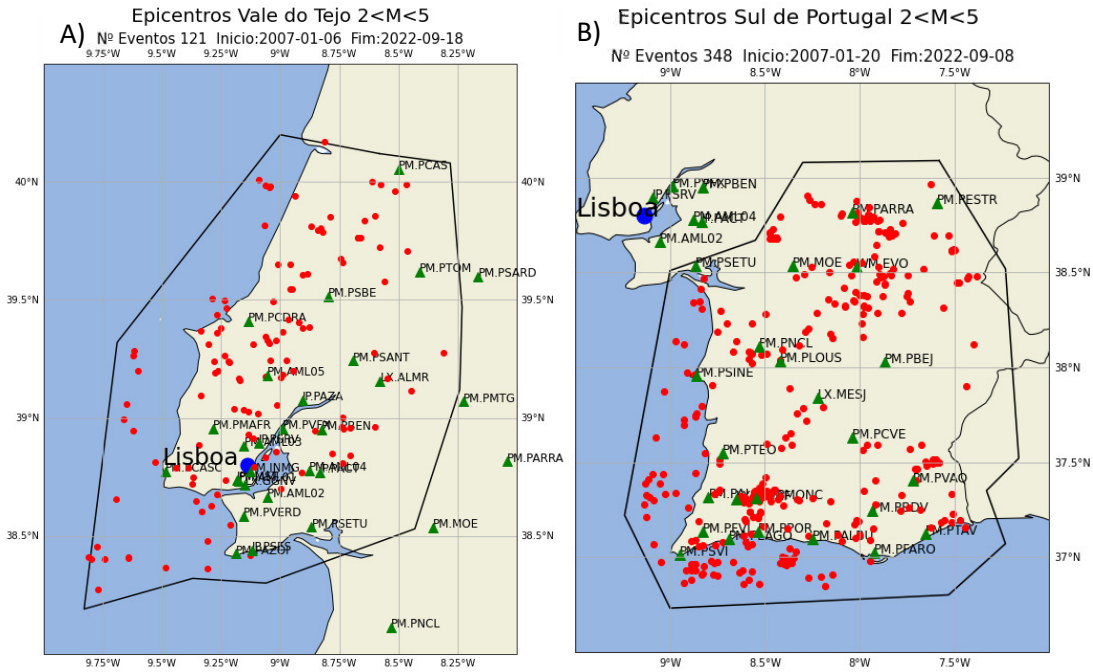


Fig. 2 – Regiões analisadas neste estudo, com os eventos seleccionados (pontos vermelhos) e estações (triângulos verdes): A) Área do VT; B) Área do SP.

## 2. ENQUADRAMENTO SISMOTECTÓNICO

Situado próximo do limite entre as placas Euroasiática e Núbia, Portugal Continental tem sido afetado historicamente por vários sismos destrutivos, sendo o mais conhecido o Grande Terramoto de Lisboa de 1755,  $M_W \sim 8.5$  (Fig. 3) [6]. Na região, as duas placas convergem obliquamente, segundo uma direção NW-SE, num regime transpressivo, sendo o limite entre estas placas definido pela Zona de Fracturação Açores-Gibraltar (entre os Açores e o Estreito de Gibraltar). Na margem SW da Ibéria o limite é considerado difuso [7], [8], [9] e no sector do Estreito de Gibraltar, o limite é definido por um arco de subducção, que deu origem às cadeias do Rif de Marrocos e às Béticas no SE de Espanha [9], [10]. A lenta convergência entre as duas placas ( $<5 \text{ mm yr}^{-1}$ ) é acomodada por uma série de fraturas que afetam a margem SW da Ibéria, algumas das quais com potencial de geração de sismos com magnitude superior a 8, para além das fraturas que afetam o território continental, herdadas da orogenia Varisca, que foram sucessivamente reativadas pelos diversos regimes de tensão (Fig. 3) [11], [12].

Para além dos eventos de elevada magnitude originados na região offshore, foram vários os eventos intraplaca, com algum grau de destruição associado. A região do VT, é uma das áreas mais ativas, sendo a zona de falha do Vale Interior do Tejo responsável pelo sismo de Lisboa de 1531  $M_W 6.6$  [13], com intensidades de VII e IX reportadas em Lisboa, e o sismo de Benavente em 1909  $M_W 6.0$  [14], com uma intensidade máxima IX-X reportada em Benavente. No SP, alguns eventos de elevada magnitude, em 1587 ( $M_S 6.0$ ) e 1856 ( $M_W 5.5$ ), foram associados à Falha de Loulé, por alguns autores (Moreira, 1991 *in* [6]), embora outros autores atribuam o epicentro do sismo de 1856 a uma fonte *offshore* (Martínez Solares e Mezcuá, 2002, *in* [6]). Mais recentemente, foi registado o sismo intraplaca de Arraiolos, no dia 15/01/2018,  $M_L 4.9$ , com uma intensidade máxima V na vila de Arraiolos, Évora [6].

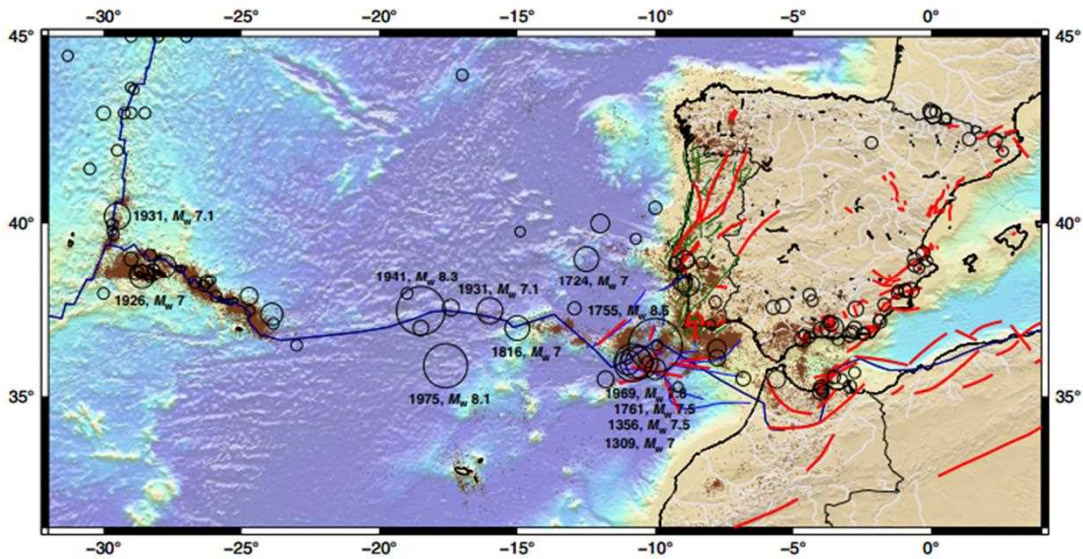


Fig. 3 - Enquadramento sismotectónico da região Açores-Madeira-Ibéria. Pontos castanhos: sismicidade instrumental desde 1961 [4]; círculos maiores: sismos históricos com magnitude superior a 5.5 (o raio do círculo é proporcional à magnitude) (European Earthquake Catalog (SHEEC) [4]); linhas azuis escuras: limites das placas tectónicas; linhas vermelhas: falhas potencialmente ativas compiladas na base de dados SHARE; linhas verdes: falhas propostas por [11], linhas azuis finas: falhas propostas por [9]. (retirado de [4])

No período de tempo considerado para este estudo, entre janeiro de 2007 e setembro de 2022, foram registados 121 eventos, com magnitudes entre 2 e 5, para a região do VT, caracterizados por uma maior predominância de eventos a NW do Vale Inferior do Tejo, sendo o maior sismo de magnitude 4.3ML a 12/08/2017, sentido com intensidade máxima IV em Alenquer. No SP foram registados 348 eventos, com destaque para o maior evento ocorrido recentemente, em Arraiolos a 15/01/2018, 4.9ML (Fig. 4), sentido com intensidade máxima V em Arraiolos. De notar a distribuição dos epicentros, com alguns aglomerados na região de Arraiolos, Monchique, Viana do Alentejo/Évora.

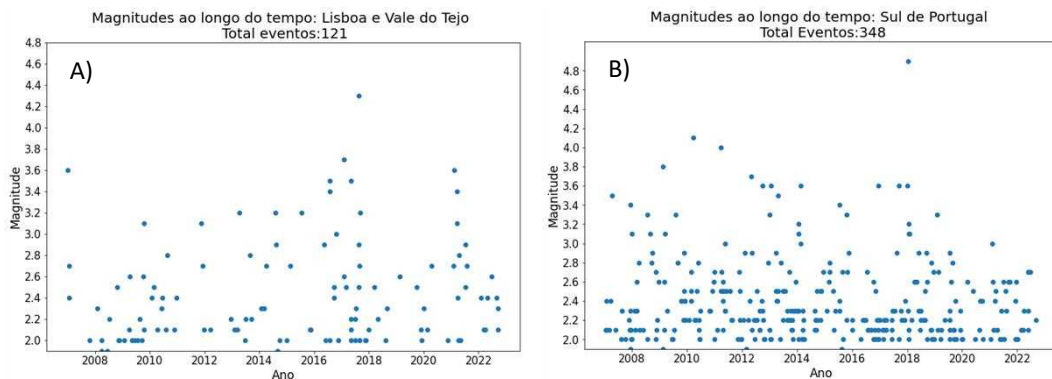


Fig. 4 – Variação da magnitude dos eventos (pontos azuis) ao longo do período de tempo considerado, entre 2007 e 2022: A) eventos do Vale do Tejo (total de eventos: 121); B) eventos do sul de Portugal (total de eventos: 348).

### 3. DADOS E METODOLOGIA

#### 3.1. Fundamentos teóricos

O movimento do solo observado no registo sísmico pode ser traduzido pelo conjunto de processos desde a fonte sísmica até local de observação (estação). Estes movimentos

são descritos por um espectro de amplitudes de Fourier em aceleração cuja expressão geral é dada por.

$$A(f, M_0, R) = (2\pi f)^2 S(f, M_0) G(R) A_n(f, R) P(f) \quad (1)$$

Em que:

- $A(f, M_0, R)$  é a amplitude do espectro de Fourier em aceleração observado na estação sísmica, para uma determinada frequência ( $f$ ), um determinado momento sísmico ( $M_0$ ) e uma dada distância hipocentral ( $R$ );
- $S(f, M_0)$  é o espectro de Fourier de deslocamento na fonte sísmica e reflete as características espectrais dos movimentos da fonte – campo próximo (< 50 km ou distâncias até duas vezes menos o comprimento da falha);
- $G(R)$  é a função de atenuação geométrica, que pode ser escrita de forma geral:

$$G(R) = \frac{1}{R^n} \quad (2)$$

onde  $R$  é a distância hipocentral e  $n$  é um expoente dependente da distância.

- $A_n(f, R)$  é a função de atenuação inelástica, expressa por:

$$A_n(f, R) = \frac{-\pi f R}{Q(f)\beta} \quad (3)$$

onde  $Q(f)$  é o fator de qualidade do meio e  $\beta$  é a velocidade das ondas S.

$G(R)$  e  $A_n(f, R)$  modelam a atenuação das ondas sísmicas desde a fonte até ao local em estudo – campo afastado;

- $P(f)$  é o fator de decaimento da crosta superior e modela o comportamento das camadas superiores da crosta.

$$P(f) = e^{-\pi f k} \quad (4)$$

onde  $k$  é o fator de decaimento espectral.

São, assim, determinados os seguintes parâmetros que caracterizam os processos anteriores [3]:

- velocidade das ondas S,  $\beta$ , densidade crustal,  $\rho$ , frequência de esquina,  $f_c$ , e queda de tensão,  $\Delta\sigma$ , para descrever o espectro de Fourier em deslocamento na fonte sísmica
- espessura crustal,  $D$ , e o fator de qualidade do meio,  $Q(f)$ , para descrever a atenuação inelástica e geométrica
- fator de decaimento espectral,  $k$  ( $\kappa$ ), para descrever a atenuação da crosta superior

### 3.2. Base de dados

O estudo dos registos de aceleração do solo nas altas frequências (>1 Hz) permite obter informação sobre os processos da fonte e são também usados em engenharia para obter os movimentos que as estruturas devem ser projetadas para suportar [15]. Para tal, foram utilizados neste estudo os registos das estações com sensores que abrangessem esta gama de frequências: curto período (canais EH e SH), banda larga (canais BH e HH) e acelerómetros (canais HN).

Para a região do VT foram selecionados um total de 121 eventos com magnitudes entre 2 e 5, para o período de tempo considerado, registados pelo menos em uma das 30 estações que fazem parte da área do VT (Fig. 2), num total de 1897 registos, antes de qualquer processamento. Para o SP foram selecionados um total de 348 eventos com

magnitude entre 2 e 5, para o período de tempo considerado, registados pelo menos em uma das 30 estações dentro da área definida (Fig. 2), num total de 7901 registos.

### 3.3. Etapas de processamento

De forma a agilizar o processo, dado o elevado número de eventos para as regiões optou-se por recorrer ao pacote *Open Source Obspy*. Este pacote permite manipular e processar dados sísmicos com recurso à estrutura de linguagem *python*.

O processo efetuado para a determinação dos parâmetros teve por base o utilizado por [3], com as devidas adaptações necessárias para a automatização. O procedimento seguiu as seguintes etapas:

1. Definição de um polígono para cada região de estudo e seleção dos eventos e estações para cada região, a partir da base de dados do IPMA.
2. Obtenção do inventário de estações para cada região.
3. Obtenção das formas de onda através dos servidores CEIDA (IPMA), ORFEUS e base de dados interna do IPMA – foram descarregadas as formas de onda para as quais havia identificação da onda S no catálogo sísmico, para as duas componentes horizontais.
4. Remoção da resposta instrumental e desconvolução do sinal para aceleração, deslocamento e velocidade.
5. Cálculo do espectro de Fourier (absoluto – apresenta todos os valores do espectro de frequências; e suavizado – é aplicado o filtro Konno-Ohmachi, de forma a melhorar a representação da análise espectral [16], da janela da onda S (5 segundos antes até 25 segundos depois) em aceleração, deslocamento e velocidade; cálculo do espectro de Fourier (absoluto e suavizado) em aceleração da janela de ruído (35 segundos até 5 segundos antes da P).
6. Cálculo da razão sinal-ruído (SNR) para excluir registos em que o ruído se sobrepunha ao sinal sísmico (Fig. 5).

### 4. PARÂMETRO $K$ ( $kappa$ )

O parâmetro  $k$  ( $kappa$ ) é o fator de decaimento espectral, obtido através da reta de ajuste, nas altas frequências, do espetro de aceleração de Fourier, desconvoluído da atenuação inelástica [1]. Para obter este parâmetro é necessário remover os efeitos da atenuação inelástica, recorrendo às expressões (1) a (3).

Após cuidadosa observação dos espectros calculados e da SNR (Fig. 5) foram definidas algumas condições para exclusão dos registos que não seriam utilizados para a determinação do fator de decaimento  $k$  (Fig.6). Foi definido: um valor mínimo de 10 para o SNR (é utilizado o valor médio do SNR), a partir do qual o sinal é 10x superior ao ruído; um intervalo de frequências mínimo  $df \geq 10$ , sendo que  $df = f2 - f1$ ,  $f1$  é o valor de frequência inicial onde o SNR é consistentemente  $> 10$  e  $f2$  é o valor de frequência a partir do qual o SNR deixa de ser consistentemente  $> 10$  (Fig. 5E).



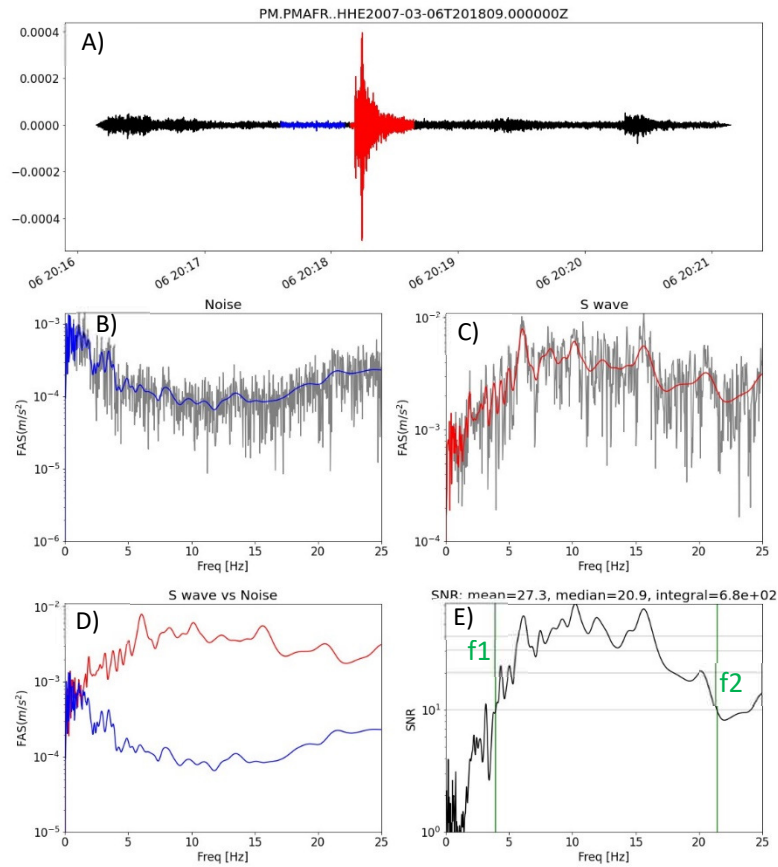


Fig. 5 – A) serie temporal para o evento 6/03/2007 para a estação de PMAFRA canal HHE (a azul assinala a janela temporal do ruído e a vermelho assinala a janela temporal da onda S); B) espectro de aceleração da janela de ruído (valores absolutos do espectro a cinza e valores suavizados a azul); C) espectro de aceleração da janela da onda S (valores absolutos do espectro a cinza e valores suavizados a vermelho); D) comparação de ambos os espectros; E) SNR, assinalando f1 (valor de frequência a partir do qual o valor do SNR é consistentemente >10) e f2 (valor de frequência a partir do qual o valor do SNR deixa de ser consistentemente >10).

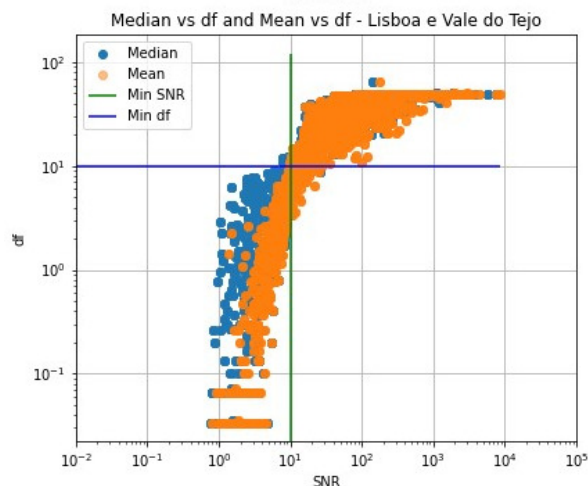


Fig. 6 - Valores da média e mediana do SNR versus intervalo de frequências (df).

O total de registos final utilizado para o cálculo do parâmetro  $k$  foi de 857, para o VT e de 2867 para a região SP. A estes registos foi removida a atenuação inelástica, considerando a função de atenuação  $An(f, R)$  expressa em (3) em que:

- Os valores utilizados de  $Q_0$  e  $\nu$ , sendo  $Q = Q_0 (f)^\nu$  foram obtidos por Vales *et al.*, 2020 [5] e apresentam-se na tabela I:

	$Q_0$	$\nu$
Vale do Tejo (VT)	120	0,93
Sul de Portugal (SP)	145	0,82

- Os valores de  $\beta$ , velocidade das ondas S, são os do modelo IGN ([17]), apresentado na tabela II, sendo utilizado o valor de  $\beta$ , consoante a profundidade do sismo:

Profundidade	$\beta$
< 11 km	3.49 km/s
> 11 km e < 24 km	3.66 km/s

Removida a atenuação inelástica é calculada uma reta de ajuste ao decaimento das amplitudes do espectro de Fourier corrigido, em aceleração, nas altas frequências, numa escala log-linear. O cálculo da reta de ajuste foi feito com início no valor de frequência para o qual o valor da amplitude do espectro (suavizado) era máximo, até ao valor de frequência máxima de 20Hz, considerando um intervalo mínimo de valores de frequência, para o traçado da reta, de 5Hz (Fig. 7). O ajuste é feito ao registo das duas componentes de cada estação e é, posteriormente, calculado o valor médio das duas componentes.

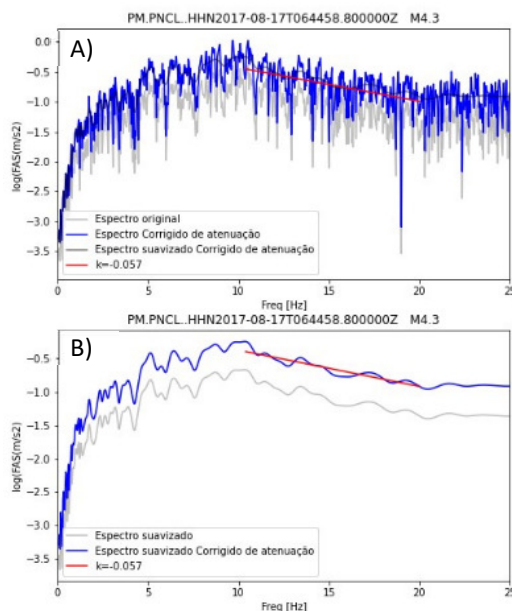


Fig. 7 - Espectros de amplitude de Fourier em aceleração para a onda S, para o evento 17/08/2017, na estação PNCL, componente HHN e reta de ajuste linear do decaimento espectral: A) cinza claro: espectro absoluto (original), azul: espectro absoluto corrigido de atenuação, cinza escuro: espectro suavizado corrigido de atenuação, vermelho – reta de ajuste ao espectro corrigido; B) cinza claro: espectro suavizado, azul: espectro suavizado corrigido de atenuação, vermelho: reta de ajuste ao espectro suavizado

## 5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

O valor médio de  $k$  encontrado para as duas regiões é  $k = -0,034$ , concluindo-se que o efeito da atenuação crustal é muito semelhante para as duas regiões. O valor médio encontrado vai de encontro ao já obtido em [1] de  $k = -0,035$  para todo o continente. A relação entre o valor de  $k$  e a distância epicentral não se verifica (Fig. 8), contrariamente ao afirmado em [18], em que  $k$  aumentaria ligeiramente com a distância. Em algumas estações verifica-se alguma dependência azimutal, nomeadamente na estação de MORF e PFVI (Fig. 9).

As estações com valor mais baixo de  $k$ , para o VT são PMAFR, com  $k = 0,029$  e PMOE com  $k = 0,026$ . Para o SP, as estações com menor valor de  $k$  são EVO e PESTR com valores de  $k = 0,018$  e  $k = 0,017$ , respetivamente. Quanto menor for o valor de  $k$ , menor será a atenuação e maior será o movimento solo [19], pelo que nestas estações a atenuação crustal será menor, sendo expetável um maior movimento do solo. As estações que apresentam uma maior atenuação, ou seja, um maior valor de  $k$ , são: PCAS, em VT, com  $k = 0,04$ , e as estações de PBDV e PBEJ, para o SP com  $k = 0,042$  e  $k = 0,044$ , respetivamente.

O processo de automatização requer várias verificações e inspeções dos resultados, de forma a abranger um maior leque de situações. No entanto, nem todas as situações podem ser generalizadas e há casos de extrapolação do valor de  $k$ , onde o ajuste da reta de decaimento pode não ter sido feito corretamente. A existência de valores muito elevados ou muito baixos de  $k$  influencia o valor médio, como por exemplo a estação de PCVE, em que a média de  $k = 0,000$ , mas a mediana de  $k = 0,019$ , pelo que, neste caso, o valor médio não será o mais representativo para a estação. Este é um caso particular, mas na generalidade, o valor médio de  $k$  não se desvia muito da mediana.

Os valores de  $k$  determinados neste estudo estão a ser utilizados para a determinação dos restantes parâmetros espetais, para as duas regiões, que caracterizam a fonte sísmica: o *stress drop* –  $\Delta\sigma$  e a frequência de esquina –  $f_c$ , estudo já em progresso.

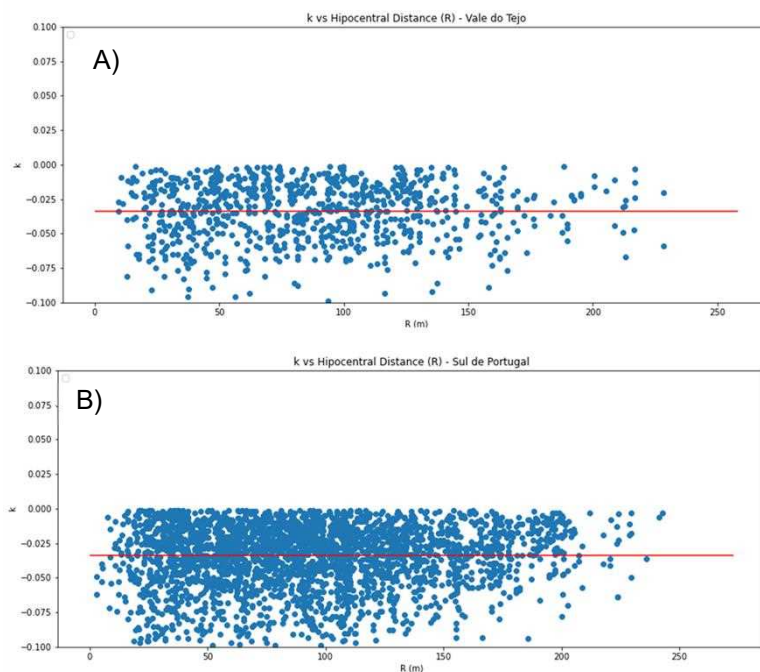


Fig. 8 – Relação entre a distância epicentral ( $R$ , em metros) e o valor de  $k$ ; valor médio de  $k$ : linha a vermelho; valores de  $k$  por registo: pontos azuis; A) relação entre o valor de  $k$  e  $R$  para o Vale do Tejo; B) relação entre o valor de  $k$  e  $R$  para o Sul de Portugal.

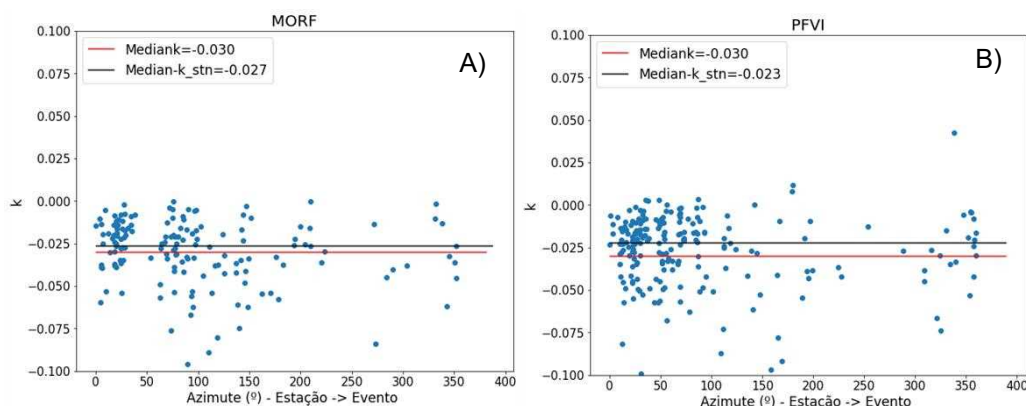


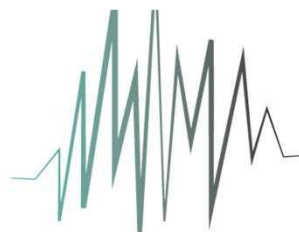
Fig. 9 – Relação entre o azimute estação-evento e o valor de  $k$ ; valor mediano de  $k$  para a região: linha vermelha; valor mediano de  $k$  para a estação: linha preta; valores de  $k$  por registo: pontos azuis; A) Relação entre azimute e o valor de  $k$  para a estação de MORF; B) relação entre o azimute e o valor de  $k$  para a estação de PFVI.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1]. Carvalho, A. (2007). *Modelação Estocástica da Ação Sísmica em Portugal Continental*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- [2]. Reis, C. (2013). *Processos Físicos para a simulação de movimentos sísmicos intensos para os Açores*. Tese de Mestrado. Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias.
- [3]. Carvalho A., Reis C., Vales D. (2015). Source and high-frequency decay parameters for the Azores region for stochastic finite-fault ground motion simulations. *Bull Earthquake Eng.* DOI 10.1007/s10518-015-9842-y.
- [4]. Carrilho, F., S. Custódio, M. Bezzeghoud, C. S. Oliveira, C. Marreiros, D. Vales, P. Alves, A. Pena, G. Madureira, M. Escuer, et al. (2021). The Portuguese National Seismic Network—Products and Services, *Seismol. Res. Lett.* XX, 1–30, doi: 10.1785/0220200407
- [5]. Vales, D., Havskov, J., Matias, L., & Silva, S. (2020). Evidence of high lateral variations of coda Q from local earthquakes in Western Iberia and its SW offshore area. *Tectonophysics*, 791, 228564.
- [6]. Teves-Costa, P., Batlló, J., Matias, L., Catita, C., Jiménez, M. J., García-Fernández, M. (2019). Maximum intensity maps (MIM) for Portugal mainland. *J. Seismol.*, 23:417–440, <https://doi.org/10.1007/s10950-019-09814-5>.
- [7]. Zitellini et. al (2009). The quest for the Africa–Eurasia plate boundary west of the Strait of Gibraltar. *Earth and Planetary Science Letters* 280 (2009) 13–50.
- [8]. Terrinha, P. (2009). Morphotectonics and strain partitioning at the Iberia–Africa plate boundary from multibeam and seismic reflection data. *Marine Geology* 267 (2009) 156–174.
- [9]. Duarte JC, Rosas FM, Terrinha P, Schellart WP, Boutelier D, Gutscher MA, Ribeiro A (2013) Are subduction zones invading the Atlantic? Evidence from the Southwest Iberia margin. *Geology* 41:839–842. <https://doi.org/10.1130/G34100.1>.
- [10]. Neres M, Carafa MMC, Fernandes RMS, Matias L, Duarte JC, Barba S, Terrinha P (2016) Lithospheric deformation in the Africa-Iberia plate boundary: improved neotectonic modeling testing a basal-driven Alboran plate. *J Geophys Res Solid Earth* 121:6566–6596
- [11]. Cabral, J., 2012. Neotectonics of mainland Portugal: state of the art and future perspectives, *Journal of Iberian Geology*, 38(1), 71–74.
- [12]. T. A. Cunha, L. M. Matias, P. Terrinha, A. M. Negredo, F. Rosas, R. M. S. Fernandes, L. M. Pinheiro, Neotectonics of the SW Iberia margin, Gulf of Cadiz and Alboran Sea: a reassessment including recent structural, seismic and geodetic

- data, *Geophysical Journal International*, Volume 188, Issue 3, March 2012, Pages 850–872, <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2011.05328.x>
- [13]. Baptista, M. A., J. Miranda, and J. Batlló (2014). The 1531 Lisbon earthquake: A tsunami in the Tagus Estuary? *Bull. Seismol. Soc. Am.* 104, 2149-2161, doi: 10.5194/nhess-3-333-2003.
- [14]. Teves-Costa, P., and J. Batlló (2011). The 23 April 1909 Benavente earthquake (Portugal): Macroseismic field revision and far-field effects, *J. Seismol.* 15, 59-70.
- [15]. Boore, D. M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motion based on seismological models of the radiated spectra. *Bull. Seism. Soc. Am.* Vol. 73, pp. 1865-1984.
- [16]. Albert Kottke. (2023). arkottke/pykoooh: v0.3.3 (v0.3.3). Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.10365541>
- [17]. Carrilho et al., 2004, Catálogo Sísmico do Continente 1970-2000.
- [18]. Anderson JG, Hough SE (1984) A model for the shape of the Fourier amplitude spectrum of acceleration at high frequencies. *Bull Seismol Soc Am* 74(5):1969–1993
- [19]. Kilb, D., Biasi, G., Anderson, J., Brune, J., Peng, Z., & Vernon, F. L. (2012). A comparison of spectral parameter kappa from small and moderate earthquakes using southern California ANZA seismic network data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(1), 284-300. <https://doi.org/10.1785/0120100309>

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Sismicidade,  
movimentos sísmicos e efeitos de sítio***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **A PLATAFORMA LXRESIST - UMA FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DO PARQUE EDIFICADO**

**CLÁUDIA PINTO**  
Técnica Superior  
CML

**MÓNICA AMARAL FERREIRA**  
Investigadora  
IST/CERIS

**PAULA PACHECO**  
Técnica Superior  
CML

**CARLOS FERREIRA**  
Técnico Superior  
CML

**HUGO O'NEILL**  
Designer  
IST

**MIGUEL INÁCIO**  
Técnico Superior  
CML

### **SUMÁRIO**

O envolvimento da sociedade é um dos três vetores base do Programa ReSist e através dele têm vindo a ser desenvolvidas várias ações de sensibilização/educação dos cidadãos para o risco sísmico. Uma dessas ações materializa-se na plataforma LxReSist, uma aplicação webgis, de livre acesso, através da qual o cidadão pode obter informação relativa à perigosidade sísmica na área da sua residência, e através da indicação das características do edifício (idade e número máximo de pisos), obtém um indicador, de natureza qualitativa, acerca da vulnerabilidade e do risco sísmico da zona. Com um intuito pedagógico, a ferramenta fornece ainda informação genérica sobre os problemas mais comuns que afetam os diferentes tipos de edifícios, assim como soluções que podem vir a ser adotadas, na estrutura e ao nível dos elementos não estruturais, visando a mitigação do risco sísmico.

### **ABSTRACT**

Society engagement is one of the three basic vectors of the ReSist Program and through it several actions have been developed to raise awareness/educate citizens regarding seismic risk. One of these actions consists of the LxReSist platform, a webgis application, with free access, through which citizens can obtain information on the seismic hazard and exposure to earthquakes in their residence. By indicating the characteristics of the building (age and maximum floors number), they can obtain a qualitative indicator of the vulnerability and seismic risk of the area. For educational purposes, the tool also provides general information on the most common problems affecting buildings, as well as solutions that can be adopted in the structure and non-structural elements to mitigate seismic risk.

**PALAVRAS-CHAVE:** Plataforma LxReSist, Risco sísmico, Lisboa, Comunicação, Informação, ReSist



## 1. INTRODUÇÃO

A plataforma LxReSist está a ser desenvolvida no âmbito do Programa ReSist da Câmara Municipal de Lisboa, e tem como principal objetivo informar e sensibilizar a população dos efeitos dos sismos nas construções, de forma que se possam adotar medidas que promovam a redução/mitigação do risco sísmico do parque edificado.

Resulta da constatação de que a questão da redução do risco sísmico em Portugal, e em particular em Lisboa, é bastante complexa, especialmente quando se trata de edifícios privados, e que para que se possa implementar, de forma eficiente, uma política de mitigação do risco, é preciso fornecer ferramentas através das quais se promova a consciencialização para o risco e a informação dos cidadãos.

Tendo como premissa uma perspetiva pedagógica na sensibilização dos cidadãos, dos profissionais e da administração pública para o risco sísmico, e com o intuito de promover uma atitude proativa em ações de autoproteção e prevenção, esta plataforma foi desenvolvida para ser de fácil acesso a todos os utilizadores, independentemente do seu nível de escolaridade, do conhecimento sobre o tema ou da sua literacia para a utilização de tecnologia. O acesso à Plataforma LxReSist é gratuito e não necessita da criação de uma conta de utilizador.

A pesquisa cinge-se ao concelho de Lisboa e, através da identificação de um ponto no mapa, o utilizador pode obter informação que lhe permite ter uma estimativa da vulnerabilidade e do risco sísmico na zona selecionada, mas mais importante do que isso, das medidas que pode adotar visando a sua mitigação.

Os resultados obtidos através da plataforma têm por base um modelo de avaliação da vulnerabilidade e do risco desenvolvido pelo Instituto Superior Técnico [1].

O modelo fornece informação que combina resultados reais, bases de dados e projeções, com dados disponíveis nas aplicações de gestão do parque edificado da Câmara Municipal de Lisboa.

A par da avaliação do risco, a plataforma disponibiliza fichas síntese para cada uma das tipologias construtivas da cidade de Lisboa (Pré-Pombalino, Pombalino, Gaioleiro, Alvenarias mistas e Betão), fichas que incluem uma breve descrição das características arquitetónicas e estruturais de cada uma dessas tipologias, a época de construção e a sua localização mais predominante no concelho de Lisboa. Apresenta ainda uma breve descrição dos problemas (patologias) mais comuns, e as soluções tipo que podem vir a ser adotadas visando o reforço sísmico do edifício.

A par das fichas síntese, através da app LxReSist é ainda possível aceder a um guia prático com outras soluções de reforço que podem vir a ser adotadas. Além das fichas síntese e do guia, a app LxReSist disponibiliza informação a adotar visando a mitigação do risco associado aos elementos não-estruturais, assim como do tipo de cobertura para fenómenos sísmico que deve ser contratualizada.

Todos os elementos disponibilizados têm como objetivo permitir ao utilizador aprofundar o seu conhecimento sobre o tema.

## 2. PLATAFORMA LXRESIST

A plataforma online LxReSist teve por base outras ferramentas de comunicação do risco, existentes a nível internacional, designadamente as aplicações desenvolvidas pelo Serviço Sismológico Suíço (SED) [2] e a aplicação da Proteção Civil Italiana, desenvolvida em conjunto com o EUCENTRE (SICURO+) [3].

A plataforma LxReSist foi desenhada para facilitar a utilização e as interações com o utilizador, apresentando sempre que possível, uma base gráfica (Fig. 1).

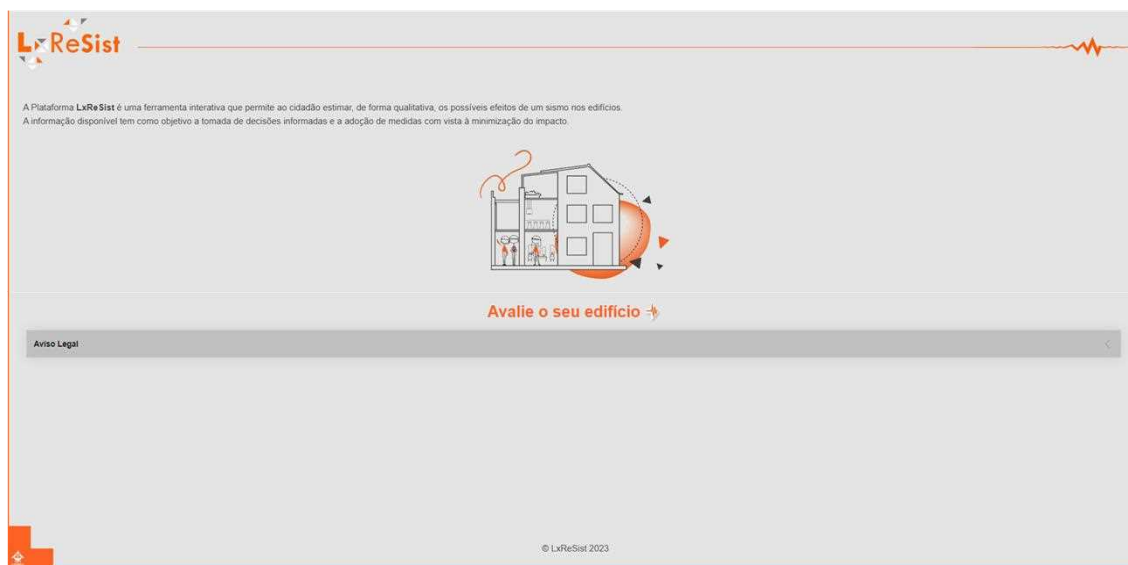


Fig. 1 – Ecrã principal da plataforma LxReSist

## 2.1. Avalie o seu edifício

A interação com a ferramenta tem início no botão “Avalie o seu edifício”, através do qual o utilizador é encaminhado para o mapa base da cidade de Lisboa. Através de um clique no mapa ou da pesquisa de morada, o utilizador seleciona o local para o qual pretende obter informação (Fig. 2).



Fig. 2 – Ecrã de interação com o mapa base

O resultado dessa seleção é a indicação da perigosidade sísmica, informando que a mesma depende da geologia local.

A perigosidade é apresentada com recurso a um barómetro, cujas classes variam de muito baixa a muito elevada (Fig. 3). Este comportamento replica-se nos restantes ecrãs.

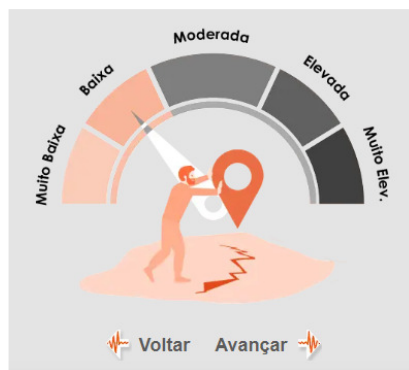


Fig. 3 – Indicador de perigosidade sísmica

No final desta interação e tendo por objetivo capacitar o cidadão, está disponível informação complementar sobre o que é a perigosidade sísmica.

Através dessa página é facultado o acesso ao serviço geográfico e ao estudo conducente ao desenvolvimento da carta de tipo de solos de Lisboa, classificados de acordo com o Eurocódigo 8 [4].

#### 2.1.1. Vulnerabilidade do edifício

Para determinar com maior precisão o risco sísmico de determinado local, além da perigosidade sísmica e da geologia local, é fundamental ter informação detalhada sobre a vulnerabilidade das construções, das infraestruturas, e da população exposta.

Para determinar a vulnerabilidade é solicitado ao utilizador a identificação de algumas características relativas ao seu edifício, em particular, o número de pisos e o ano da construção (Fig. 4).

**LxReSist**

**Indique as características do edifício**

Os edifícios podem apresentar diferentes tipos de danos em função das suas características. Seleccione os dados nos campos abaixo e de seguida clique em Avançar.

Quantos pisos acima do solo tem o seu edifício?  
Número de pisos

Quando é que o seu edifício foi construído?  
Ano de construção

Porque é que a idade do edifício é relevante para a avaliação do risco sísmico?

anterior a 1918  
1919-1945  
1946-1960  
1961-1965  
1966-1999  
posterior a 2000

Fig. 4 – Ecrã para identificação das características do edifício selecionado. Detalhe dos anos de construção considerados na aplicação

Estes dois parâmetros são inseridos no modelo numérico desenvolvido em [1], o qual permite obter uma estimativa aproximada da vulnerabilidade.

Uma vez mais e com um intuito pedagógico, para cada uma das variáveis (número de pisos e o ano de construção), é explicada, de uma forma simples, a relevância das mesmas para o cálculo da vulnerabilidade sísmica.

No final da interação, é apresentado, de forma qualitativa, a vulnerabilidade estimada para um edifício tipo com as características selecionadas pelo utilizador, usando para tal um elemento gráfico.

Pese embora não seja considerado no modelo, por questões que se prendem com a capacidade técnica do cidadão para fazer uma correta avaliação das características do edifício, a aplicação solicita ao utilizador dados adicionais sobre o edifício, que possam ser úteis para atualização das bases de dados municipais, nomeadamente:

- i) tipologia construtiva;
- ii) irregularidades em planta e em altura;
- iii) posição que o edifício ocupa no quarteirão (inserido no quarteirão, gaveto, extremo de banda ou isolado);
- iv) existência de edifícios adjacentes com a mesma altura ou alturas diferentes e,
- v) existência de pisos vazados no rés-do-chão.

### 2.1.2. *Risco sísmico*

Com base no modelo de risco sísmico desenvolvido, e de acordo com a informação fornecida pelo utilizador, é possível determinar, por aproximação, o risco sísmico do edifício selecionado (Fig. 5).



Fig. 5 – Indicador de risco sísmico

Os resultados fornecidos pela ferramenta LxReSist são estimativas aproximadas, sujeitas às incertezas deste tipo de análises. Porém, é uma ferramenta que recolhe os últimos contributos da comunidade científica sobre risco sísmico e permite, de uma forma simples, informar e comunicar risco sísmico à população.

Conforme já referido, o objetivo da aplicação extravasa a mera comunicação do índice ou classe de risco, atendendo a toda a incerteza associada aos modelos e aos dados que são introduzidos, mas procura identificar as variáveis inerentes à determinação do mesmo, designadamente a perigosidade, que depende das condições do meio e a vulnerabilidade das construções, procurando desta forma incentivar o cidadão a entender qual o fator que promove a maior ou menor vulnerabilidade ou risco e possa procurar e implementar as devidas medidas de mitigação. Estas podem ser de caráter estrutural ou não estrutural, e mais ou menos invasivas, função do nível de risco, mas o intuito é informar que os cidadãos têm a possibilidade de reduzir o risco, entendendo que este nunca é nulo.

Nos vários avisos legais disponíveis nos ecrãs da app, o cidadão é informado que para uma avaliação mais precisa, terá de contactar um especialista qualificado.

## 2.2. Tome decisões informadas

Após a avaliação do risco sísmico do edifício selecionado, a plataforma LxReSist disponibiliza informação ao utilizador para que este possa tomar decisões de forma informada.

Esta página está dividida em quatro seções, cada uma explorada detalhadamente em uma página específica:

- i) Construções mais resistentes
- ii) Proteja a sua casa e o recheio
- iii) Contrate um seguro Multiriscos Habitação com cobertura de fenómenos sísmicos
- iv) Informações adicionais – as perguntas e respostas mais frequentes colocadas pelos munícipes.

No leque de informação que é disponibilizada na página “Construções mais resistentes”, encontram-se fichas síntese e um guia prático com soluções de reforço sísmico para as várias tipologias construtivas da cidade de Lisboa. Estes elementos acedem-se através de um ecrã que apresenta, de forma esquemática, os tipos de edifícios da cidade de Lisboa (Fig. 6).



Fig. 6 – Ecrã de acesso às fichas síntese e ao guia prático para o reforço sísmico

Atendendo à importância duma correta fixação dos elementos não estruturais, é também disponibilizada informação adicional acerca de soluções existentes que permitem mitigar o impacto da queda dos elementos não estruturais na sequência de um sismo (Fig. 7).

Desenvolvido em parceria com a Associação Portuguesa de Seguradores, a app disponibiliza ainda um módulo através do qual é fornecida informação acerca da cobertura de fenómenos sísmicos. Neste módulo, o utilizador é informado acerca dos tipos de cobertura existentes no mercado, assim como do que deve vir a subscrever caso queira assegurar a proteção do seu edifício em caso de sismo (Fig. 8).

É ainda disponibilizada informação sobre o que fazer durante em evento e é dada resposta a algumas questões colocadas pelos cidadãos de forma frequente, uma vez mais com o objetivo de aumentar a consciencialização do cidadão para o risco sísmico (Fig. 9).



Fig. 7 – Ecrã de acesso à informação relativa aos elementos não-estruturais

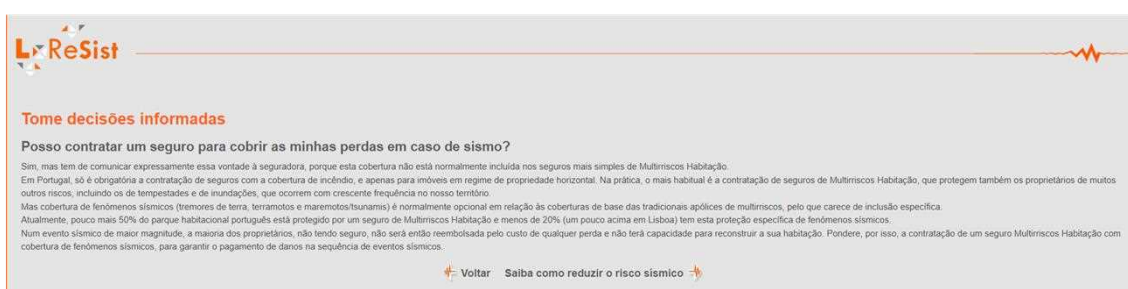


Fig. 8 – Ecrã de acesso à informação relativa à cobertura de risco sísmico

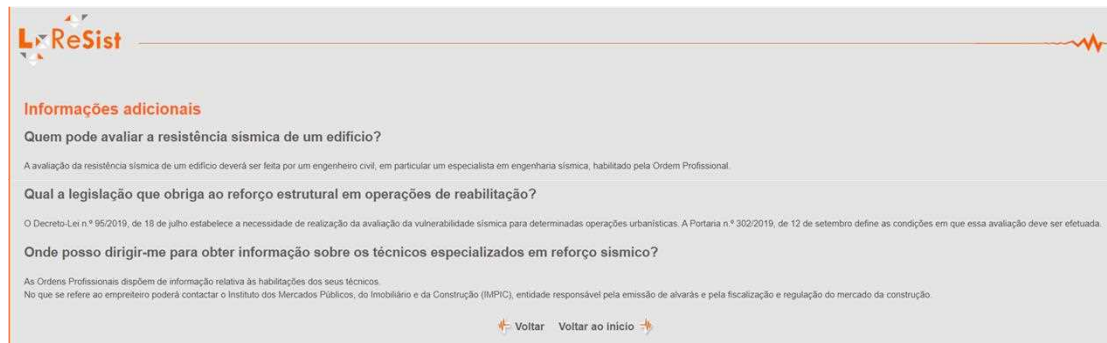


Fig. 9 – Ecrã de acesso às informações adicionais

No final do processo é disponibilizado um link para um inquérito (Fig. 10) através do qual o cidadão poderá dar retorno acerca da informação que lhe foi disponibilizada, assim como dar sugestões de melhoria para outros serviços que possam vir a ser integrados na app.



\*O que pretende fazer agora que sabe qual o nível de risco sísmico do edifício que selecionou?

	Vou providenciar para que a segurança sísmica do edifício seja avaliada	Vou tomar medidas que eu mesmo possa fazer	Vou procurar saber mais sobre incentivos para reforçar o edifício	Vou contratar um seguro multirrisco habitação com cobertura de fenómenos sísmicos	Julgo que não preciso tomar qualquer medida
Sim	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Não	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Talvez	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

\*Qual a razão para ter consultado o LxReSist?

Interesse pessoal

Interesse profissional

Fig. 10 – Exemplo de questões no inquérito de satisfação

### 3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aplicação será disponibilizada ao público em março de 2024 e espera-se que a mesma possa contribuir para os objetivos do Programa ReSist, em particular para o envolvimento da sociedade, tornando os cidadãos de Lisboa mais conscientes e informados acerca do risco sísmico.

A par dessa informação a app permitirá indicar medidas, mais ou menos invasivas, que podem vir a ser adotadas visando a sua mitigação, demonstrando que os cidadãos, desde que devidamente informados, podem contribuir para uma eficiente política de gestão de risco e adotar um papel proativo na mitigação do mesmo.

A app será acedida através do endereço: [lxresist.cm-lisboa.pt](http://lxresist.cm-lisboa.pt).

### 4. AGRADECIMENTOS

Mónica Amaral Ferreira agradece o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do financiamento DOI 10.54499/CEECINST/00122/2018/CP1528/CT0025 e UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS. A Câmara Municipal de Lisboa agradece a todas as entidades e individualidades que integram o Conselho Técnico-Científico. Um agradecimento à Associação Portuguesa de Seguradores pela definição dos conteúdos a disponibilizar relativos à cobertura para fenómenos sísmicos.

### 5. REFERÊNCIAS

- [1] Oliveira, C.S.; Mota de Sá, F.; Lopes, M.; Ferreira, M.A.; Bento, M.; Xavier, V. (2022). Avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado da Cidade de Lisboa, a várias escalas no âmbito do Programa ReSist – Câmara Municipal de Lisboa. Relatório FUNDEC.
- [2] Seismic risk tool (SED). <http://www.seismo.ethz.ch/en/knowledge/earthquake-hazard-and-risk/earthquake-risk-switzerland/earthquake-risk-tool/>
- [3] Faravelli, M.; Di Meo, A.; Borzi, B.; Cantoni, A.; Savadori, L.; Speranza, E.; Dolce, M. (2023). SICURO+: a web platform to raise awareness on Seismic Risk in Italy. Faravelli, Marta and Di Meo, Antonella and Borzi, Barbara and Cantoni, Alessio and Savadori, Lucia and Speranza, Elena and Dolce, Mauro, Sicuro+: A Web Platform

- to Raise Awareness on Seismic Risk in Italy. Available at SSRN: <https://ssrn.com/abstract=4600744> or <http://dx.doi.org/10.2139/ssrn.4600744>
- [4] Oliveira, L.; Teves-Costa, P.; Pinto, C.; Gomes, R.C.; Almeida, I.M.; Ferreira, C.; Pereira, T.; Sotto-Mayor, M. (2020). "Seismic microzonation based on large geotechnical database: Application to Lisbon", *Engineering Geology*, 265 (2020), 105417.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO POMBALINO DESAFIOS E SOLUÇÕES**

**FÁBIO FERREIRA**  
Estudante de Mestrado  
ESTBarreiro/IPS

**CRISTINA OLIVEIRA**  
Professora Adjunto  
ESTBarreiro/IPS

### **SUMÁRIO**

A verificação da segurança sísmica dos edifícios existentes requer uma abordagem meticulosa que abrange vários fatores, como definir as ações sísmicas apropriadas, modelação adequada, métodos analíticos apropriados e verificações de segurança necessárias. A análise estrutural de alvenaria existentes, com as suas características únicas e conhecimento limitado, representa um desafio. Este artigo descreve a análise de vulnerabilidade sísmica realizada para um edifício do estilo Pombalino localizado em Lisboa. O edifício é património de interesse Municipal e foi pouco deturpado ao longo do tempo, revelando todas as características típicas, construtivas e estruturais, implementadas nos edifícios no período pós-terramoto de 1755. Utilizando métodos de análise não lineares, os resultados oferecem informações valiosas sobre a vulnerabilidade sísmica de edifícios de pombalinos, lançando luz sobre o seu comportamento estrutural e potenciais fragilidades. A pesquisa destaca a importância de métodos analíticos avançados e da consideração da história única da estrutura para avaliações precisas do desempenho sísmico.

### **ABSTRACT**

Verifying the seismic safety of existing buildings requires a meticulous approach that encompasses several factors, such as defining appropriate seismic actions, appropriate modelling, adequate analytical methods, and necessary safety checks. The structural analysis of existing masonry, with its unique characteristics and limited knowledge, represents a challenge. This article describes the seismic vulnerability analysis carried out for a *Pombalino* style building located in Lisbon. The building is a heritage site of Municipal interest and has been little distorted over time, revealing all the typical constructive and structural characteristics implemented in buildings in the post-1755 earthquake period. Using non-linear analysis methods, the results offer valuable information about the seismic vulnerability of *Pombalino* buildings, shedding light on their structural behaviour and potential weaknesses. The research highlights the importance of advanced analytical methods and consideration of the unique history of the structure for accurate assessments of seismic performance.

**PALAVRAS-CHAVE:** Vulnerabilidade Sísmica; Edifício Pombalino; Análise não-linear (pushover); património.

## 1. INTRODUÇÃO

O parque edificado em Portugal é maioritariamente constituído por edifícios antigos de alvenaria considerados susceptíveis a acções sísmicas. No sentido de melhorar as condições do parque edificado, é obrigatória, desde 2019, a elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica aplicável a situações de reabilitação estrutural de acordo com determinados requisitos descritos na lei.

Este artigo avalia a vulnerabilidade sísmica de um edifício de origem Pombalino com uma alteração para Gaioleiro localizado na Rua do Alecrim, nº 51–53, Lisboa. A caracterização geométrica foi realizada com recurso a visitas ao local e apoio das Empresas JSJ e DDN, foi realizada uma caracterização dinâmica através de ensaios de vibração ambiental e as propriedades dos materiais foram definidas com recurso a bibliografia sobre edifícios semelhantes.

Foi efetuada a modelação do edifício no software 3Muri através de um modelo de pórtico equivalente com a utilização de macro elementos. A calibração do modelo foi realizada com base nos resultados obtidos nos ensaios dinâmicos realizados in situ. Neste artigo é apresentada a análise global do edifício realizada através de uma análise estática não linear (*pushover*).

## 2. CARACTERIZAÇÃO GENÉRICA

Uma vez que o caso de estudo analisado tem uma génese de edifício Pombalino com uma alteração posterior para Gaioleiro, importa definir genericamente as características destes dois tipos de edificado.

Os edifícios Pombalinos surgem entre 1755 e 1880, caracterizando-se pela sua geometria regular, com paredes principais de alvenaria de pedra de razoável qualidade, paredes interiores em frontal pombalino, pisos de madeira, com exceção do primeiro, que é, nos edifícios de melhor qualidade, constituído por abóbadas de tijoleira, e possuem também dispositivos de ligação conferindo um razoável contraventamento. Estes edifícios são caracterizados pela existência de um sistema de travamento tridimensional de madeira, com elementos horizontais, verticais e diagonais – a denominada gaiola pombalina - preenchido com alvenaria composta por desperdícios de construções ligados por argamassa de cal. As paredes que incluem este sistema são as paredes de frontal, paredes resistentes da estrutura. Existem outras paredes interiores, mais finas, que têm a única função de paredes divisórias, denominadas de paredes costaneiras ou tabiques ([1] – [3]).

Com o elevado aumento da população e a necessidade de criar mais habitação, com maior rapidez, surgiu, como uma solução mais rápida, o edifício típico Gaioleiro. Este edifício surge no final do sec. XIX até aos anos 30-40 do século XX. Aqui ocorreu a deturpação da gaiola pombalina original, com o desaparecimento de alguns dos elementos horizontais nas paredes resistentes, ausência da continuidade tridimensional e estrutural, utilizando, de modo geral, materiais de qualidade inferior. Em algumas situações, existe a substituição completa das paredes de frontal por paredes de alvenaria de tijolo ou de tabique. Houve uma deterioração dos processos construtivos, com aumento da altura total dos edifícios e redução da espessura das paredes ao longo da altura. São introduzidos elementos que permitem a iluminação natural em ambientes interiores, como, por exemplo, uma claraboia na cobertura sobre a caixa de escadas ([4], [5]).

### 3. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo é referente a um edifício que se localiza em pleno centro de Lisboa, na Rua do Alecrim, nº 51–53 (Fig. 1), com um total de 5 pisos. O edifício foi propriedade da Tranquilidade em 1871, não havendo qualquer registo do ano de construção. Nos últimos anos, o edifício foi utilizado como escritórios ao nível do piso 0 até ao piso 2, onde o mesmo apresenta o melhor estado de conservação, habitação nos pisos 3 e 4 (piso com aproveitamento das águas-furtadas e mansardas), que apresentam um estado de conservação mais degradado, e ainda contém um piso -1 com entrada pela rua traseira (Rua das Flores) que, até recentemente, seria utilizado para arrumos.

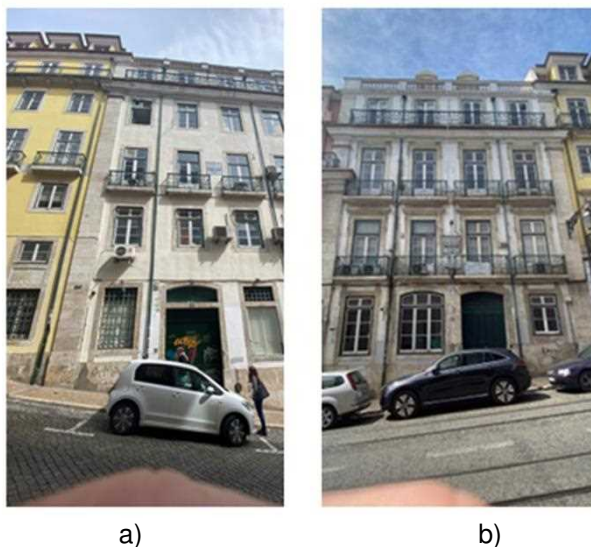


Fig. 1 – a) Rua das Flores (tardoz); b) Rua do Alecrim (fachada principal)

O edifício possui uma planta rectangular com uma área de implantação de 300m<sup>2</sup>. Nas duas empenas o edifício encosta a edifícios semelhantes, originais da mesma época, com mais um piso e que aparentam ter sofrido algum tipo de reabilitação. Não se conseguiu apurar se foi realizada também reabilitação estrutural.

Este edifício é um excelente exemplo do tipo de construção da época que sofreu algumas, mas reduzidas alterações ao longo do tempo. Em 2018 o edifício deixou de ser utilizado, data em que se iniciaram os trabalhos de projeto, reabilitação e reforço do mesmo. No início dos trabalhos de remoção de revestimentos, começaram a ser expostas paredes estruturais (paredes de frontal), alguns tectos, paredes de tabique e alguns pavimentos. No piso 3 do edifício realizou-se aumento de cêrcea face ao edifício original. Apesar de possuir um pé direito mais reduzido, relativamente à prática pombalina, verificou-se que foram respeitadas as características pombalinas, nomeadamente a continuação das paredes de frontal e boas ligações entre as paredes perpendiculares, garantindo a continuidade da estrutura tridimensional da gaiola. Relativamente à cobertura, esta apresentava sinais de ter sofrido um incêndio nalguma fase da vida do edifício, tendo sido posteriormente reconstruída utilizando uma cobertura típica de um edifício gaioleiro com asna simplificada. Acredita-se que nesta reconstrução foi introduzida uma clarabóia sobre as escadas, trazendo luz para o interior. Na Fig. 2 estão representados os diferentes tipos de construção encontrados.



Fig. 2 – Fachadas com identificação da separação dos tipos de construção encontrados

## 4. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO

### 4.1. Modelação dos elementos

A estrutura foi modelada com o software 3Muri [6], desenvolvido por STA DATA e a Universidade de Génova, em Itália, e que permite obter a resposta de estruturas de alvenaria através de análises estáticas não lineares. A estrutura do edifício foi modelada através de um modelo de pórtico equivalente com macro elementos, divididos entre nembos e lintéis, para os elementos deformáveis, e nós rígidos como elementos indeformáveis [7].

Foi efetuado um levantamento de todos os elementos estruturais, paredes em pedra aparelhada, paredes de frontal, pavimentos e cobertura, através de visitas *in situ*, com permissão da empresa construtora responsável pela obra de reabilitação e reforço do edifício. As características mecânicas das paredes de pedra aparelhada foram obtidas através do estudo elaborado por H.A. Meireles et al., (2012) [8], onde foi formulado um macro elemento para uma estrutura equivalente de um edifício pombalino. Os pavimentos foram definidos considerando vigas de pavimento com uma secção de 10x20cm e o revestimento com 2cm, de acordo com o estudo realizado por Simões A. & Bento, R. (2012) [9]. A cobertura não é estrutural pelo que apenas foi considerado o efeito desta carga sobre o edifício. As paredes de frontal foram modeladas de acordo com [9], onde foi proposto modelar uma parede de frontal manipulando as propriedades de uma parede de alvenaria equivalente. Na Tabela 1 apresentam-se os valores iniciais considerados.

Apresenta-se, na Fig. 3, a representação e identificação das paredes estruturais para o piso 2. Após a definição dos alinhamentos a considerar para todos pisos e identificação de todas as paredes do edifício em CAD (Fig. 3-a)), o modelo foi desenvolvido em 3Muri (Fig. 3-b) e c) e Fig. 4)

Tabela 1- Valores considerados na modelação inicial.

Elemento	Módulo de elasticidade E [N/mm <sup>2</sup> ]	Módulo de distorção G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso Volúmico w [kN/m <sup>3</sup> ]	Tensão de compressão f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	Tensão de corte τ [N/cm <sup>2</sup> ]
Paredes de Frontal	345	2000	0	600	5.5
Alvenaria de Pedra Irregular	1500	410	20	250	4.3
Cunhais	2800	860	22	700	10.5
Pavimentos/Vigas Madeira	12000	400	5,8	2000	2.0
Tijolo maciço	1500	500	18	320	7.0

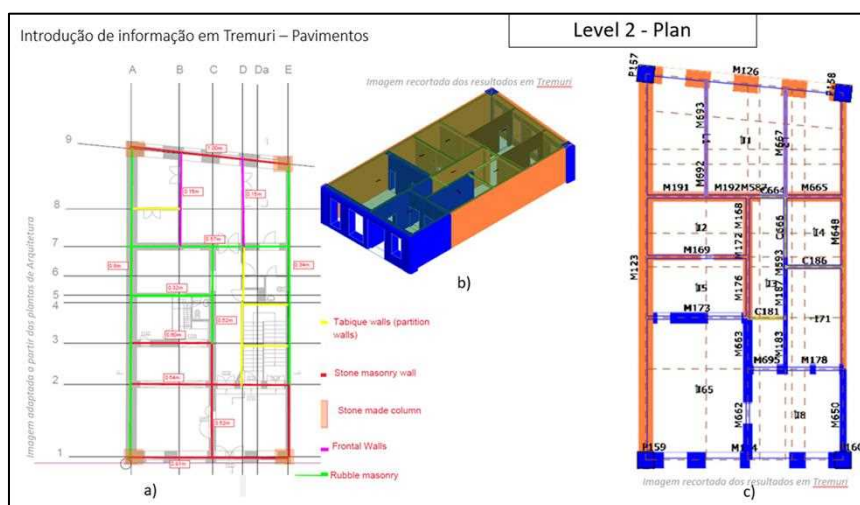


Fig. 3 – Representação do piso 2: a) definição dos alinhamentos em planta; b) representação tridimensional em 3Muri; c) representação em planta em 3Muri

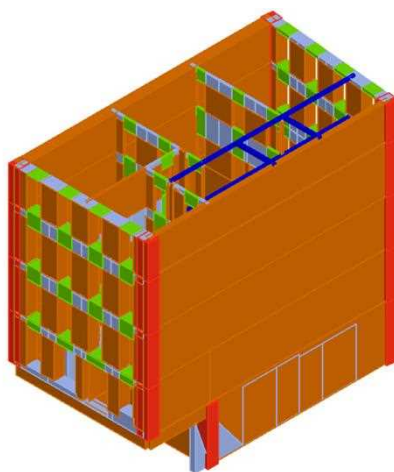


Fig. 4 – Representação tridimensional do modelo completo em 3Muri

## 4.2. Calibração do modelo

De modo a conseguir garantir que o modelo desenvolvido traduz adequadamente a realidade é importante obter semelhantes valores de caracterização dinâmica, nomeadamente das frequências de vibração.

Foram realizados testes dinâmicos de vibração ambiental sobre o edifício, através dos quais se retiram os valores das primeiras frequências, apresentados na Tabela 2, com a definição das direções na Fig 5.

Tabela 2- Resultados dos ensaios dinâmicos.

Modo de vibração	Direcção	Valor [Hz]
1	Longitudinal	2.95
2	Torsão	4.30
3	Transversal	4.90

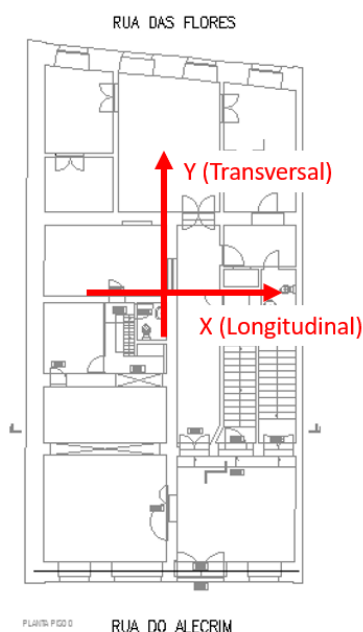


Fig. 5 – Representação das direções consideradas

Os primeiros valores obtidos com a modelação descrita não corresponderam aos medidos *in situ* em virtude do efeito dos edifícios adjacentes. De modo a introduzir este efeito no modelo, considerou-se a introdução de molas horizontais que representassem os efeitos dos edifícios adjacentes ou realizar a modelação do grupo de três edifícios com o edifício em estudo no meio. No entanto, por dificuldades de utilização do software 3Muri, tais alternativas não foram possíveis, pelo que se procedeu a uma alteração iterativa da rigidez dos vários elementos de modo que o modelo conseguisse traduzir frequências semelhantes às medidas.

Na Tabela 3 apresentam-se os valores finais considerados na modelação.

Tabela 3- Valores considerados na modelação final.

Elemento	Módulo de elasticidade E [N/mm <sup>2</sup> ]	Módulo de distorção G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso Volúmico w [kN/m <sup>3</sup> ]	Tensão de compressão Fm [N/cm <sup>2</sup> ]	Tensão de corte $\tau$ [N/cm <sup>2</sup> ]
Paredes de Frontal	450	1500	0	600	5.5
Alvenaria de Pedra Irregular	2398	799	20	250	4.3
Cunhais	2800	1677	22	700	10.5
Pavimentos/Vigas Madeira	12000	400	5.8	2000	2.0
Tijolo maciço	2925	975	18	320	7.6

## 5. ANÁLISE GLOBAL E RESULTADOS

Foi realizada a análise global da estrutura através de análises estáticas não lineares (*pushover*) considerando a aplicação de forças laterais incrementais com duas distribuições diferentes: uniforme e triangular. Considerou-se as duas direcções principais (x e y) e os dois sentidos (+ e -). Obtiveram-se as curvas de capacidade expostas na Fig. 6, que relaciona a força de corte basal com o deslocamento de um nó de controlo, que deverá servir de referência para o deslocamento máximo. O nó seleccionado localiza-se ao nível da cobertura, no cruzamento das paredes que entram em colapso primeiro segundo cada uma das direcções, correspondendo ao nó E9 representado na Fig. 3.

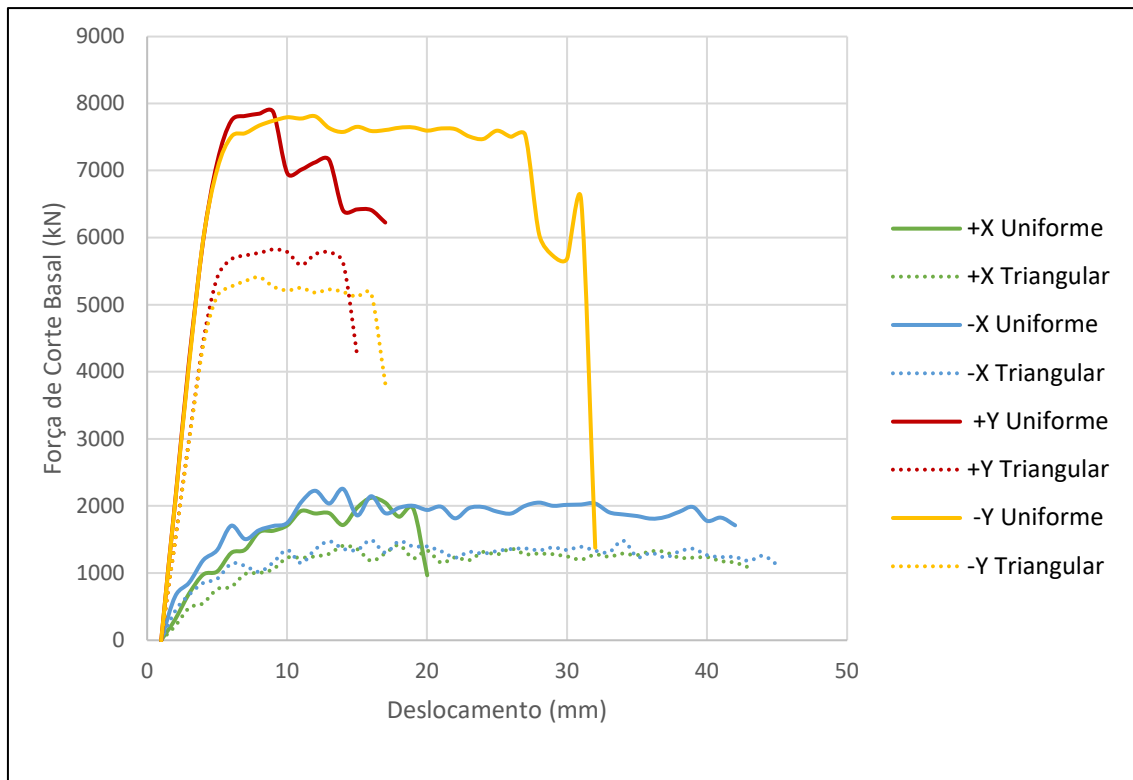


Fig. 6 – Curvas de capacidade resistente da estrutura



Apresenta-se na Fig.7 a análise de duas curvas de capacidades, uma segundo X, outra segundo Y, ambas com carregamento triangular. Verifica-se que segundo a direção X a estrutura não cumpre os requisitos de segurança, ou seja, o deslocamento alvo é superior a  $\frac{3}{4}$  do deslocamento último. Na direção Y, a nível global os requisitos são cumpridos uma vez que o deslocamento alvo é inferior a  $\frac{3}{4}$  do deslocamento último.

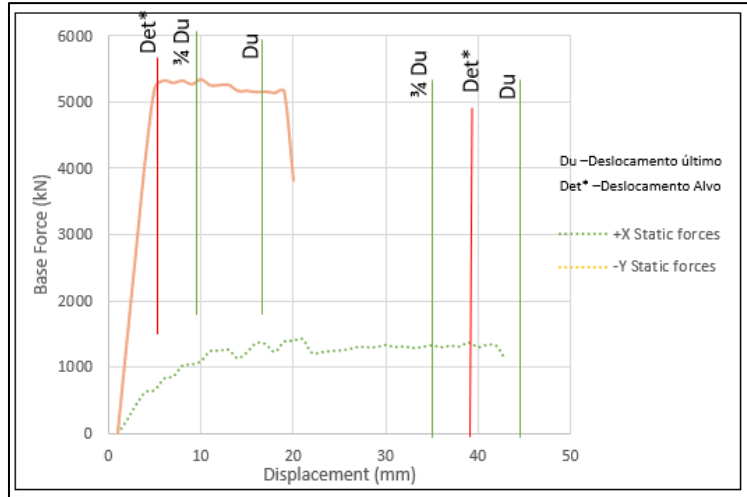


Fig. 7 – Análise do deslocamento último e curva de capacidade

Na Fig. 8, apresentam-se os mecanismos de colapso dos alçados de tardoz (linha de grelha 9 representado na Fig. 3) e principal (linha de grelha 1 representado na Fig. 3), associados à direção X. Na Fig. 9, está o exemplo das paredes meeiras segundo Y (alinhamentos A e E representados na Fig.3), para o qual é importante salientar o colapso ao nível do piso 3, devido a uma alteração de espessuras das paredes em altura.

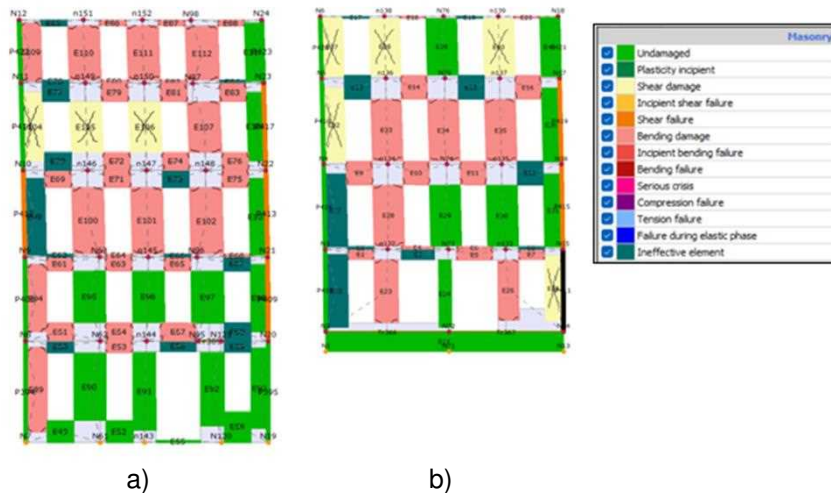


Fig. 8 – Resultados dos alinhamentos correspondentes à direção X: a) fachada tardoz do edifício; b) alçado principal

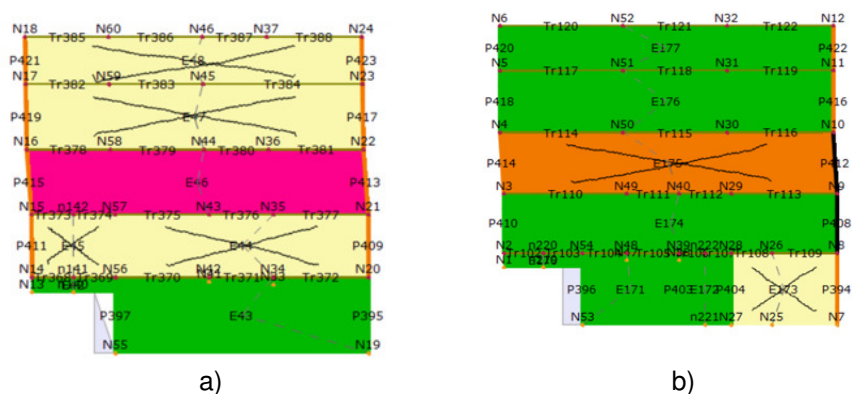


Fig. 9 –Resultados dos alinhamentos correspondentes à direcção Y: a) parede meeira sul; b) parede meeira norte

## 6. CONCLUSÕES

Este artigo apresenta o estudo de vulnerabilidade sísmica de um edifício de génese Pombalino com alteração para Gaioleiro a dada altura. A modelação da estrutura foi realizada através do software 3Muri, com definição das propriedades e características de todos os materiais e elementos constituintes do edifício. O modelo foi calibrado com os resultados obtidos em ensaios dinâmicos in-situ, tendo-se os autores deparados com a tradução dos efeitos dos edifícios adjacentes. Foi realizada a análise global da estrutura através do software 3Muri e utilizando o método N2 descrito no EC8.

De acordo com os resultados apresentados conclui-se que a estrutura não cumpre os requisitos do critério do EC8 com base no método N2, pelo que será necessário proceder ao reforço estrutural.

Deve ser referido que a realização da análise global pressupõe que existem boas ligações entre paredes perpendiculares. No entanto, tal pode não se verificar, pelo que o estudo deveria ser complementando com a análise de mecanismos locais de colapso de roturas para fora do plano.

Desta forma, as técnicas de reforço a propor devem garantir a verificação da segurança necessária para a análise global e local.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer às Empresas JSJ e DDN, em particular nas pessoas do Eng. Miguel Lourenço e do Eng. Rodrigo Rodrigues pela disponibilização de peças desenhadas do projecto de reforço e acesso ao edifício que permitiram a realização deste trabalho. Os autores agradecem também à preciosa ajuda do Prof. Carlos Sousa Oliveira que, com a sua energia habitual, coordenou e realizou os ensaios dinâmicos ao edifício em estudo.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] APPLETON, J. (2003), Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e Tecnologias de Intervenção, 1.ª Edição, Edições Orion, Setembro 2003.

- [2] França, J. A. (1989). A reconstrução de Lisboa e a arquitectura pombalina. Biblioteca Breve, 1989.
- [3] Lopes, M. (2010). Construção pombalina: Património histórico e estrutura sísmo-resistente. 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, 2010.
- [4] Appleton, J. G. 2005. Reabilitação de Edifícios “Gaioleiro” - Um quarteirão em Lisboa. Edições Orion, 1ª Edição. ISBN: 9728620055.
- [5] MASCARENHAS, J. (2004) – Sistemas de Construção V: O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa – Processo evolutivo dos edifícios; inovações técnicas; sistema construtivo; Materiais Básicos (3.ª Parte): O Vidro; Livros Horizonte.
- [6] STA DATA. 2023. 3muri program: Seismic analyser of 3d masonry buildings.. Torino. [www.3muri.com].
- [7] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., e Cattari., S. 2013. Tremuri program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, pp. 1787–1799. DOI:10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
- [8] Meireles, H. A., Bento, R., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2012). Formulation and validation of a macro-element for the equivalent frame modelling of internal walls in Pombalino buildings.
- [9] Simões A. & Bento, R. (2012) Characterization and Classification of Old Masonry Buildings

## **ANÁLISE DOS RESULTADOS DO INQUÉRITO SOBRE A AVALIAÇÃO SÍSMICA NÃO LINEAR DE EDIFÍCIOS EXISTENTES EM PORTUGAL**

**ANA SIMÕES**

Investigadora  
CERIS, Instituto Superior Técnico

**RITA BENTO**

Professora Catedrática  
CERIS, Instituto Superior Técnico

### **SUMÁRIO**

Este artigo divulga os resultados de um inquérito dirigido à comunidade técnico-científica de engenharia civil sobre a utilização de análises não lineares para a avaliação sísmica de edifícios existentes em Portugal, de alvenaria e misto alvenaria – betão armado. O inquérito teve como objetivo: 1) identificar os principais problemas na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) na avaliação sísmica de edifícios existentes, 2) identificar linhas de investigação a desenvolver, e 3) analisar a real implementação da modelação não linear na avaliação sísmica de edifícios existentes na prática da engenharia civil em Portugal. Neste artigo apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos com a finalidade de mapear a situação atual em Portugal, identificar problemas em aberto e futuras linhas de investigação e o que poderá ser melhorado para generalizar a utilização de análises não linear na avaliação sísmica de edifícios existentes de alvenaria e misto alvenaria – betão armado.

### **ABSTRACT**

This article discloses the results of a survey addressed to the technical-scientific civil engineering community on the use of non-linear analyses for the seismic assessment of existing masonry and mixed masonry – reinforced concrete buildings in Portugal. The survey aimed to 1) identify the main problems in the use of non-linear static analyses (*pushover*) in the seismic assessment of existing buildings, 2) identify lines of research to be developed, and 3) analyse the real implementation of non-linear modelling in the seismic assessment of existing buildings in civil engineering practice in Portugal. The results obtained are presented and analysed in this article, with the purpose of mapping the current situation in Portugal, identify open problems and future lines of investigation and what can be improved to generalize the use of non-linear analyses in the seismic assessment of existing masonry and mixed masonry – reinforced concrete buildings.

**PALAVRAS-CHAVE:** análise estática não linear, vulnerabilidade sísmica, avaliação sísmica, inquérito, reforço sísmico, alvenaria, betão armado

## 1. INTRODUÇÃO

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios tem estado na ordem do dia nos últimos anos em Portugal, em parte devido ao novo enquadramento regulamentar, nomeadamente a Parte 3 do Eurocódigo 8 [1], o Decreto-Lei n.º 95/2019 [2] e a Portaria n.º 302/2019 [3]. De referir que a Parte 3 do Eurocódigo 8 [1] é desde 2019 o código de referência em Portugal para a reabilitação de edifícios existentes (Despacho Normativo n.º 21/2019 [4]). O Decreto-Lei n.º 95/2019 [2] estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas. A Portaria n.º 302/2019 [3] define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica (RAVS), bem como as situações em que é exigida a elaboração de projeto de reforço sísmico.

A indústria da Arquitetura, Engenharia e Construção (AEC) está a adaptar-se a este novo paradigma, bem como as Câmaras Municipais que garantem o cumprimento da legislação. Por exemplo, a Câmara Municipal de Lisboa, através do Projeto ReSist [5], criado em 2021, desenvolveu um programa municipal de promoção da resiliência sísmica do parque edificado. Uma das ações do programa consistiu na definição da estrutura e fase de entrega do RAVS [6], o que, desde abril de 2023, é de entrega obrigatória na fase inicial do projeto em conjunto com o Projeto de Arquitetura.

Em linha com todas estas mudanças, as autoras tomaram a decisão de desenvolver um inquérito, dirigido à comunidade técnico-científica de engenharia civil, sobre a utilização de análises não lineares para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria e misto alvenaria – betão armado em Portugal. O inquérito teve como objetivo: 1) identificar os principais problemas na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) na avaliação sísmica de edifícios existentes com estrutura de alvenaria e mista alvenaria - betão armado, 2) identificar linhas de investigação a desenvolver, e 3) analisar a real implementação da modelação não linear na avaliação sísmica de edifícios existentes na prática da engenharia civil em Portugal.

O inquérito “Modelação não linear na avaliação sísmica de edifícios existentes: teoria e prática” foi estruturado em três partes: 1) identificação dos inquiridos sobre a sua formação académica e experiência profissional, 2) questões de resposta fechada com escala de concordância/discordância (escala Likert) para opções de resposta pré-definidas, 3) questões abertas para que os inquiridos expressassem de forma livre a sua opinião. O inquérito foi disponibilizado *online* (<https://forms.gle/HY8kkRVsrgL1xjh57>) e disseminado via email, via LinkedIn e via WhatsApp. Obteve-se um total de 60 respostas entre os dias 2 de outubro e 23 de novembro de 2023.

Neste artigo, apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos com a finalidade de mapear a situação atual em Portugal, identificar problemas em aberto e futuras linhas de investigação e o que poderá ser melhorado para generalizar a utilização de análises não linear na avaliação sísmica de edifícios existentes.

## 2. RESULTADOS DO INQUÉRITO

Os subseções seguintes apresentam os resultados dos inquéritos. Para as questões de resposta fechada com escala de concordância/discordância, é apresentada a margem de erro para a resposta média com um nível de confiança de 95% (assumindo uma distribuição normal). Para as questões de resposta aberta, são apresentadas transcrições das respostas dos inquiridos (i.e., comentários e opiniões originais), agrupadas em categorias para boa interpretação.

## 2.1. Identificação dos inquiridos

Todos os inquiridos têm formação superior em engenharia civil. Deste universo, 78% exerce atividade em gabinete de projeto, 2% em empresas de construção, 8% em ambiente académico, 12% selecionaram outra opção, mas sem especificar qual.

Perguntou-se se tinham conhecimento sobre a regulamentação em vigor em Portugal para a avaliação sísmica de edifícios existentes, nomeadamente a Parte 3 do Eurocódigo 8 [1], Decreto-Lei n.º 95/2019 [2] e Portaria n.º 302/2019 [3]. A esta questão, 97% responderam sim e 3% responderam que não tinham conhecimento.

No que se refere à experiência profissional:

- Na avaliação sísmica de edifícios existentes com estrutura de alvenaria e mistos alvenaria – betão armado: 53% tem menos de 2 anos de experiência, 20% entre 2 e 5 anos e 27% tem mais de 5 anos de experiência (Fig. 1 a)).
- Na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) para a avaliação sísmica de edifícios existentes com estrutura de alvenaria e mistos alvenaria – betão armado: 67% tem menos de 2 anos de experiência, 25% entre 2 e 5 anos e 8% tem mais de 5 anos de experiência (Fig. 1 b)).
- No número de projetos de avaliação e reforço sísmico desenvolvidos em edifícios existentes com estrutura de alvenaria e mistos alvenaria – betão armado: 78% indica menos de 10 projetos, 20% entre 10 e 30 projetos e 2% mais de 30 projetos (Fig. 1 c)).

Assim, 53% dos inquiridos tem experiência na avaliação sísmica de edifícios existentes, 67% tem menos de 2 anos de experiência na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) para a avaliação sísmica de edifícios existentes e 78% desenvolveu menos de 10 projetos de avaliação e reforço sísmico. Por lapso, a opção de resposta “sem experiência” não foi incluída, o que pode enviesar o resultado.

## 2.2. Identificação dos problemas na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) na avaliação e reforço sísmico

### 2.2.1. Definição de modelos numéricos não lineares

No que se refere aos principais problemas na definição de modelos numéricos não lineares, a pergunta foi colocada com 5 opções de resposta com escala de concordância/discordância, nomeadamente:

- Fiabilidade das propriedades mecânicas dos materiais.
- Fiabilidade de resultados experimentais realizados no edifício (*in situ*).
- Fiabilidade das propriedades geométricas dos elementos estruturais.
- Fiabilidade dos estados limites a verificar em função da importância da estrutura.
- Fiabilidade do modelo numérico considerado.

A Fig. 2 apresenta a distribuição de respostas obtidas. A fiabilidade das propriedades mecânicas dos materiais é, em média, a opção com a qual os inquiridos mais concordam (com margem de erro de 0,22) e com mais peso (82% concordam ou concordam totalmente). As restantes opções foram, em média, classificadas como neutras, com uma margem de erro entre 0,22 e 0,27.

Listam-se outros problemas identificados pelos inquiridos (em itálico), que podem ser divididos em 3 categorias:

- Conhecimento do edifício:
  - i) *Ausência de telas finais e de registo de alterações estruturais.*

ii) Dificuldade da obtenção das características dos elementos e muitas vezes até da sua localização nos edifícios mistos por inexistência do projeto de estabilidade.

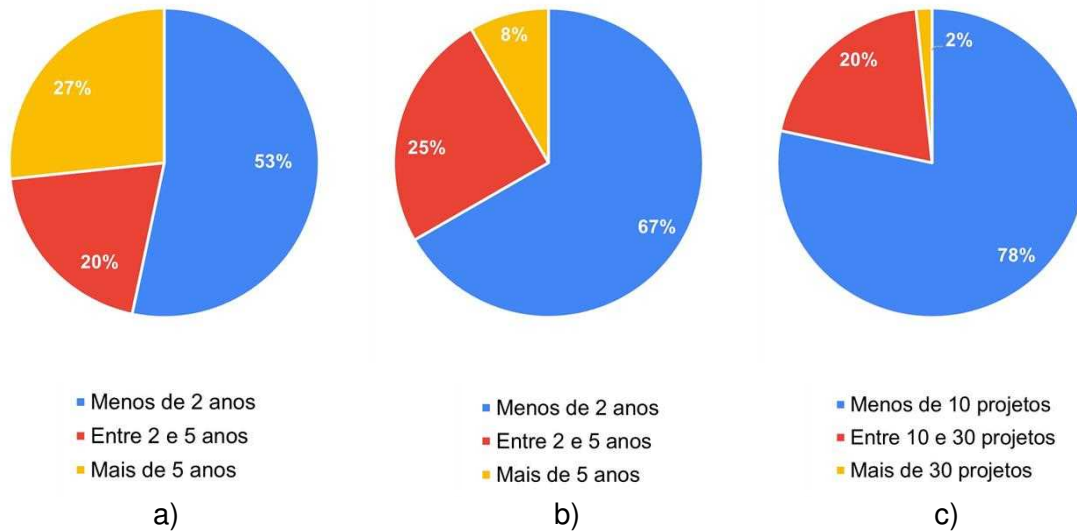


Fig. 1 – Resultados do inquérito: a) anos de experiência na avaliação sísmica de edifícios existentes, b) anos de experiência na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*), c) número de projetos de avaliação e reforço sísmico.

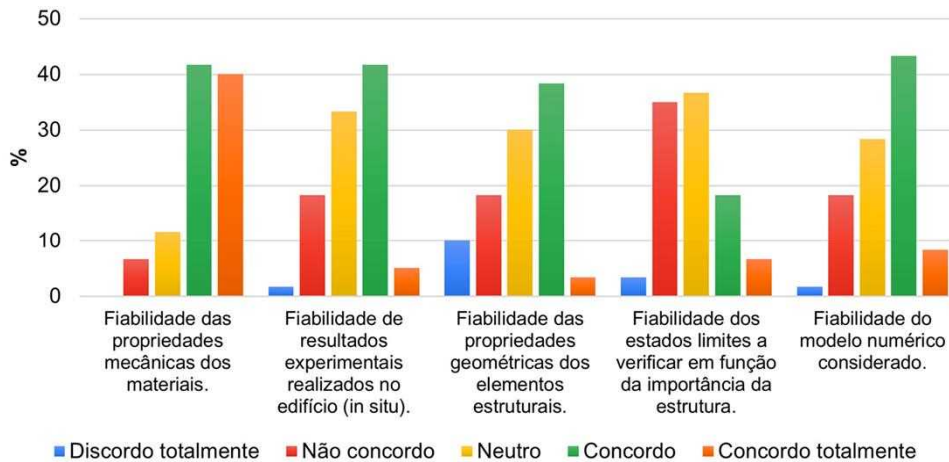


Fig. 2 – Quais são os principais problemas na definição de modelos numéricos não lineares?

iii) Fiabilidade de condições de ligação entre elementos estruturais, especialmente nas paredes de alvenaria.

iv) Ausência de dados concretos sobre as propriedades dos materiais existentes.

vi) Ausência de regras sobre como considerar a influência de edificações contíguas, caso existam.

- Programas de cálculo:

i) Curva de aprendizagem dos programas disponíveis para o efeito no mercado.

ii) Conhecimento adequado do software por forma a obter uma modelação adequada ao caso real.

iii) *Simplificação na definição de alinhamentos, que por vezes não se encontram na realidade alinhados e são considerados como tal, e cujo comportamento consequentemente diverge do seu comportamento real.*

iv) *Os modelos implementados nos programas de cálculo nem sempre são explícitos (i.e. devem fornecer mais informação sobre os modelos de cálculo implementados).*

v) *Não existem software que considerem más ligações entre as paredes exteriores-exteriores e paredes exteriores-interiores.*

vi) *Modelação numérica, nomeadamente, o refinamento das malhas, os modelos constitutivos, a definição dos Hinge Joints (refinamento do modelo de fibras) e a enorme dificuldade em toda a modelação e incertezas (alvenarias resistentes, mas frágeis, alvenarias pouco resistentes, mas dúcteis, aderência aço betão, grau de confinamento de armaduras, disposições construtivas).*

vii) *Modelação de elementos compostos (ex: painéis madeira-alvenaria nos edifícios Pombalinos).*

viii) *Modelação geométrica de elementos não apurados.*

ix) *A alternativa mais tangível para um double check será uma análise linear com espectro de resposta. Mas a modelação da alvenaria neste tipo de modelos também pode representar grandes desvios nos resultados e é fácil um projetista perder a noção da realidade quando submergido nos números.*

- Aspectos de mercado:

i) *Desconhecimento da metodologia por parte dos pares e chefias para poder ter uma segunda opinião.*

ii) *Incompatibilidade entre o tempo necessário para desenvolver uma análise deste tipo com o tempo geralmente pretendido pelos Donos de Obra e chefias para fazer uma análise sísmica.*

iii) *Não há realmente interesse por parte dos Donos de Obra e chefias para empreender uma análise deste tipo por não ser rentável.*

### 2.2.2. Interpretação de resultados

Em relação à interpretação de resultados de análises estáticas não lineares (*pushover*), foram colocadas 5 opções de resposta com escala de concordância/discordância, nomeadamente:

- Sensibilidade dos resultados obtidos aos parâmetros de entrada.
- Sensibilidade dos resultados obtidos ao modelo numérico considerado.
- Sensibilidade dos resultados obtidos aos parâmetros de convergência e instabilidades numéricas.
- Dificuldade na interpretação do estado da estrutura para o estado limite em verificação.
- Falta de fórmulas rápidas para a validação dos resultados obtidos.

A Fig. 3 apresenta a distribuição de respostas obtidas.



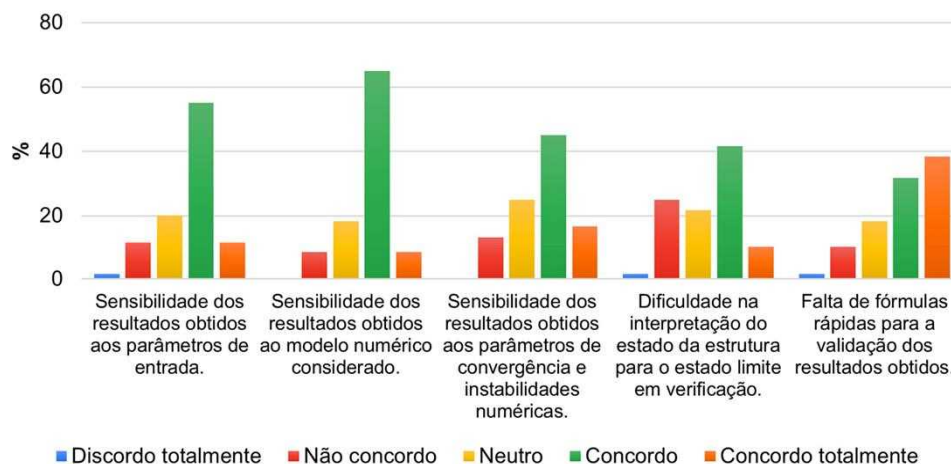


Fig. 3 – Quais são os principais problemas na interpretação de resultados de análises estáticas não lineares (*pushover*)?

Em média, os inquiridos concordam com as opções apresentadas, com exceção da opção “dificuldade na interpretação do estado da estrutura para o estado limite em verificação”, classificada como neutra (a margem de erro das respostas varia entre 0,19 e 0,27). As opções com mais peso são: sensibilidade dos resultados obtidos ao modelo numérico considerado (73% concordam ou concordam totalmente) e falta de fórmulas rápidas para a validação dos resultados obtidos (70% concordam ou concordam totalmente).

Apresentam-se outros problemas identificados nas respostas ao inquérito (em itálico):

- *Consideração da rigidez dos elementos não estruturais nas análises.*
- *Morosidade de interpretação de resultados. Demasiadas iterações que são necessárias analisar nas análises de sensibilidade.*
- *O modelo pushover não tem em conta os ciclos. Apenas considera modelos monotónicos. Análise pouco precisa porque não tem conta os ciclos histeréticos numa análise no tempo (time-history).*

### 2.2.3. Definição de soluções de reforço sísmico

No que se refere aos principais problemas na definição de soluções de reforço sísmico, foram colocadas 3 opções de resposta com escala de concordância/discordância, nomeadamente:

- Fiabilidade da modelação das soluções de reforço.
- Fiabilidade das propriedades mecânicas dos elementos estruturais reforçados.
- Identificação das soluções reforço a considerar.

A Fig. 4 apresenta a distribuição de respostas obtidas, que em média foram classificadas como neutras (com margem de erro entre 0,27 e 0,31).

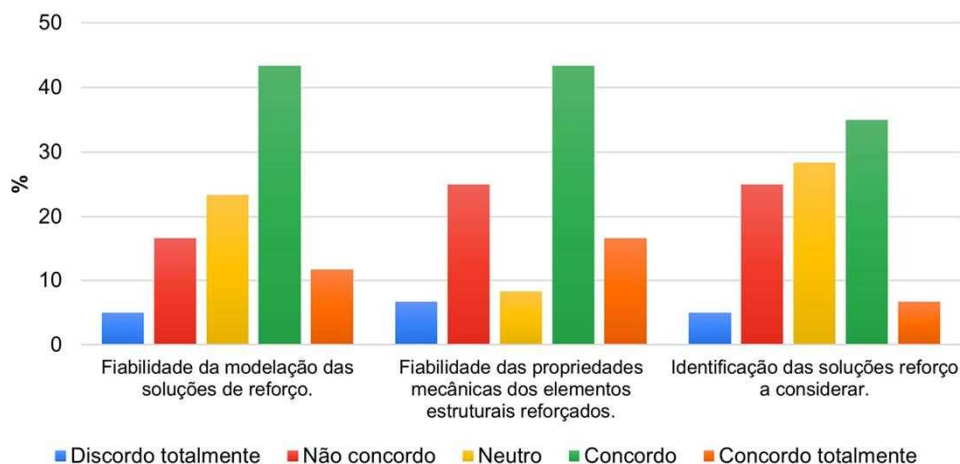


Fig. 4 – Quais são os principais problemas na definição de soluções de reforço sísmico?

Indicam-se outros problemas e comentários deixados pelos inquiridos (em itálico):

- *Garantir a eficácia das soluções de reforço consideradas no projeto para a obra.*
- *Conhecer o estado dos materiais (relações constitutivas) e as propriedades mecânicas dos materiais reforçados para técnicas de reforço com materiais compósitos e/ou elementos compostos, especialmente o aumento da capacidade de deformação, a modelação e eficiência da solução de reforço.*
- *Custo/benefício das soluções de reforço.*
- *Os programas de cálculo abrangem apenas parte das soluções de reforço possíveis.*
- *As soluções do tipo armo-mesh não consideram a contribuição da camada cimentícia na resistência da parede à compressão/flexão.*
- *Como colmatar os reforços com a fundação existente?*
- *É extremamente difícil garantir a absoluta integridade de um reforço quando solicitado por uma ação sísmica. Há imprevisibilidade da ação, dificuldades associadas à prospeção do existente e à sua modelação. A heterogeneidade dos materiais existentes e o seu estado. Tudo somado, dificulta a tomada de decisão para poder ir para soluções de grande porte que proporcionem maior fiabilidade. [...]A tendência será sempre demolir o mais possível para fazer novo para uma melhor confiabilidade na solução final.*

#### 2.2.4. Interpretação de resultados de soluções de reforço sísmico

Pretende-se identificar quais os principais problemas na interpretação de resultados de soluções de reforço sísmico. A pergunta foi colocada com 4 opções de resposta com escala de concordância/discordância, nomeadamente:

- Sensibilidade dos resultados obtidos em relação aos parâmetros de entrada.
- Sensibilidade dos resultados obtidos em relação aos parâmetros de convergência e instabilidades numéricas.
- Dificuldade na interpretação do estado da estrutura para o estado limite em verificação.
- Dificuldade no desenvolvimento de análises comparativas custo-benefício.

A Fig. 5 apresenta a distribuição de respostas obtidas, onde se verifica que, em média, os inquiridos concordam com as opções apresentadas (margem de erro entre 0,21 e 0,25).

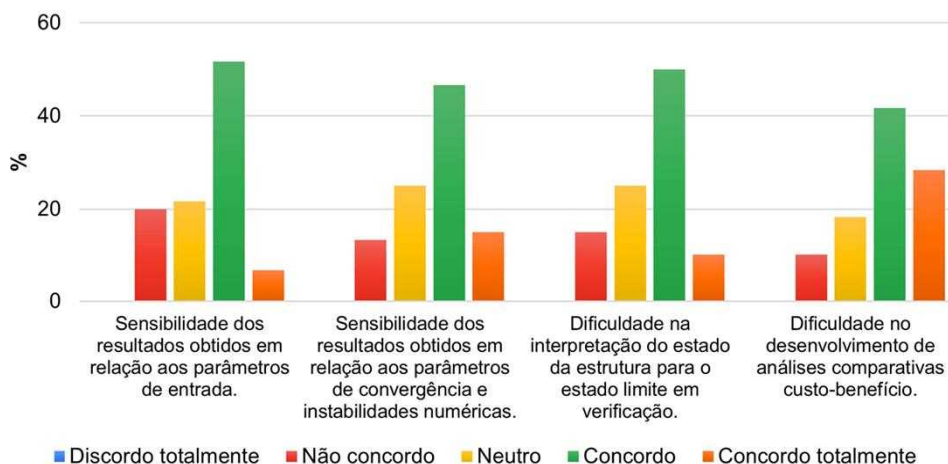


Fig. 5 – Quais são os principais problemas na interpretação de resultados de soluções de reforço sísmico?

Referem-se outros aspetos indicados pelos inquiridos (em itálico):

- *A quantidade de análises que é necessário fazer por causa da previsão dos modos, formas de rotura.*
- *Dificuldade de comparar eficiência de dois ou mais tipos de disposições de reforços.*
- *Há a sensação geral de que, ao intervencionar um edifício, com o objetivo de o reforçar, está-se, também, a comprar a responsabilidade do projetista anterior, pelo que, por muito boa que seja a solução de reforço adotada e mesmo que seja feita com o maior brio possível, haverá sempre a possibilidade de ocorrerem danos críticos que inviabilizem a habitabilidade. [...] Não há conhecimento, racionalidade nem muito menos, interesse, para entender que um reforço sísmico não é como instalar janelas triplas de PVC e forrar a casa a ETICS. Não é imediato nem aparente. E ninguém quer ser mal pago para ter muito trabalho e ter a tal espada em cima. E não pode ser censurado por tal. É um pouco como a posição dos médicos só que sem uma Ordem a zelar por eles.*

### 2.3. Ações a desenvolver

Nesta subsecção apresentam-se as sugestões, dadas pelos inquiridos (em itálico), de ações a desenvolver para generalizar a utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) para a avaliação sísmica de edifícios existentes com estrutura de alvenaria e mistos alvenaria – betão armado:

- *Desenvolver e promover ação de formação/workshops:*
  - i) *Com casos práticos concretos para realização de análises mais expeditas.*
  - ii) *De forma a dotar os técnicos de capacidade de utilização de programas de cálculo de análises estáticas não lineares.*
  - iii) *De cariz essencialmente prático com desenvolvimento de um trabalho real passando por todas as etapas que o tema da Vulnerabilidade Sísmica de edifícios existentes exige.*
  - iv) *Que expliquem em maior detalhe toda a teoria e procedimentos de cálculo por trás das análises pushover de modo que o projetista tenha confiança no software que está a utilizar.*
  - v) *Que incidam sobre a parte teórica, sobre a normalização (EC8-3), e também sobre a utilização do software.*
  - vi) *Que forneçam fórmulas ou métodos expeditos para a validação dos resultados obtidos, essencial para aumentar essa confiança na utilização destas análises.*

- vii) *Para projetistas através de certificação específica.*
- viii) *Com divulgação académica por parte dos professores experientes para formações participadas pelo governo.*
- ix) *Por parte da Ordem dos Engenheiros gratuita ou a custo reduzido, mas obrigatória para projetistas.*
- x) *Acessível, gratuita, ou a preço simbólico, e pós-laboral.*
- xi) *Com divulgação em todo o país.*
- *Ações de sensibilização junto das empresas, principalmente nos gabinetes de projetos. Esta divulgação e sensibilização deviam emanar das Ordens, uma vez que é do interesse geral preservar a reputação e assegurar a prestação de um serviço de qualidade por parte de todos os engenheiros.*
- *Instituições de Ensino em Engenharia Civil:*
  - i) *Alterar o programa curricular para incluir unidades curriculares em engenharia sísmica avançada e análises não lineares ao nível do 2º ciclo de formação, i.e. no Mestrado em Engenharia Civil.*
  - ii) *Sem formação de base, é impossível (diria até perigoso) utilizar ferramentas complexas de cálculo automático. Os erros na utilização de programas de cálculo automáticos baseados em modelos de análise elástica linear, que se detetam em tantas revisões de projeto, são significativos. O que sucederá agora com esses mesmos utilizadores conjugados com ferramentas que exigem mais? Portanto, sem investimento na formação de base, nada feito. Como em qualquer outra profissão de responsabilidade acrescida, as pessoas têm de estudar.*
  - iii) *Com mais desenvolvimento técnico-teórico.*
- *Publicar e divulgar artigos visando o desenvolvimento das soluções por partes das empresas projetistas e criação de guidelines.*
- *Criação de base de dados:*
  - i) *Com as características dos materiais e técnicas construtivas mais utilizadas em cada zona do país.*
  - ii) *Para caracterizar e tipificar as alvenarias mais correntes, de modo a ter-se uma tabela de propriedades como a da norma italiana.*
- *Programas de cálculo:*
  - i) *Comercialização a preços mais acessíveis.*
  - ii) *Mais intuitivos, user friendly e com manuais bem construídos.*
  - iii) *Que permitam uma montagem e análise dos modelos expedita, mesmo quando ainda não temos levantamentos dos materiais, bem como permitir exportação de resultados básicos para RAVS.*
  - iv) *Evolução do software de análise de modo a tornar as análises mais rápidas e simples de interpretar.*
- *Obrigações pela regulamentação em realizar análises não lineares para a avaliação deste tipo de estruturas e depois controlo da parte das câmaras no licenciamento do projeto em como isso foi feito.*
- *Outros comentários:*
  - i) *Há também muita falta de consensos, ou direi antes, standardização, nos procedimentos e considerações que devem ser tomados neste tipo de cálculo estrutural. Não deveria ficar ao critério de cada um. No fundo, isto vai ao encontro do espírito do número 4 do artigo primeiro da portaria 302.*
  - ii) *Permitir este tipo de análises para certas condições de Nível de Conhecimento 1.*
  - iii) *Não fazer análises pushover mas sim ciclos histeréticos. A análise pushover é uma análise muito simplista.*

## 2.4. Regulamentação

Dos inquiridos, 48% concorda que a regulamentação em vigor em Portugal para a avaliação sísmica de edifícios existentes, nomeadamente a Parte 3 do Eurocódigo 8, o Decreto-Lei n.º 95/2019 e a Portaria n.º 302/2019, é suficiente. Os inquiridos que não concordam tiveram oportunidade de justificar a sua resposta, que se apresenta de seguida (respostas originais em itálico):

- *Comentários gerais:*

- i) Faltam memórias de cálculo, guidelines, aplicados a casos comuns que serviriam como orientação e validação dos procedimentos a seguir.*
- ii) Regulamentação que tenha de suporte um documento com bases de cálculo / informação de materiais, tal como acontece como uma norma tipo Eurocódigo de betão armado ou metálicas.*
- iii) Disposições construtivas simples associadas à regulamentação e que sejam perfeitamente exequíveis pelos construtores. A disposição de ductilidade melhorada teve que ser retirada porque era impossível de realizar em obra... Fazer desenhos simples de modelos de reforço associados à regulamentação como fez o Chile, a Colômbia, etc...*
- iv) Melhoria das especificações das propriedades mecânicas dos materiais e metodologias de reforço a adotar, bem como a sua representação em modelos numéricos.*
- v) Falta regulamentação técnica adequada para edifícios existentes em alvenaria de pedra, relativamente à sua análise, bem como sobre medidas de reforço. Incluir algo semelhante ao código italiano.*
- vi) A exigência do cumprimento da norma e fiscalização desses trabalhos por parte da instituição pública.*
- vii) Deveria ser mais desenvolvida a Aplicabilidade da Portaria.*
- viii) A definição dos limites de responsabilidade quando a intervenção estrutural afeta apenas uma ou algumas das frações do edifício.*
- ix) Aplicação a outras construções para além dos edifícios de habitação.*
- x) Regulamentação vaga, altamente politizada na medida em que parece que foi feita só porque sim e não entendo o critério dos 90% (possivelmente por ignorância minha). A analogia gratuita para qualquer outra situação de acidente é demasiado fácil. "Voaria num avião se soubesse que as turbinas estariam a 90%?" ou "faria um cruzeiro num navio com um casco 10% ferrugento?". Não tenho conhecimento de desenvolvimentos relativos ao número 4 do artigo primeiro (referente às responsabilidades do LNEC), admitindo, novamente, possibilidade de ser ignorância minha.*
- xi) Continuamos a acreditar, na generalidade, que Portugal é um país sem risco sísmico e isso leva a que a avaliação sísmica de edifícios existentes seja encarada como o "parasita" do projeto. Para a maioria, não passa de uma verificação que só é realizada porque o projetista está a ser alarmista. Posto isto, os custos envolvidos na caracterização, no estudo e no desenvolvimento são sempre considerados excessivos independentemente do valor.*
- xii) Penso que portaria obrigou a uma transição muito brusca de um regulamento praticamente inexistente para um regulamento muito mais avançado, obrigando a recorrer muitas vezes a análises não lineares para as quais grande parte dos projetistas não estão devidamente preparados. O regulamento deveria ter um carácter mais prático para poder ser aplicado de forma mais expedita. Sei que está a ser feito um esforço nesse sentido com a introdução dos guiões do LNEC, mas como estes apenas são aplicáveis a alguns casos, penso que ainda não é suficiente.*

- *Conhecimento do edifício:*

- i) Identificação de forma racional de que ensaios à estrutura é necessário elaborar e a quantidade.*
  - ii) Acrescentar a tabela com características mecânicas dos materiais mais comuns que existe na norma italiana (pelo que sei está em curso).*
  - iii) O Anexo C está desatualizado, por exemplo, para alvenarias irregulares.*
  - iv) Contabilização da influência da alvenaria de enchimento.*
- Soluções de reforço:*
- i) Mais informação sobre técnicas de reforço adequadas e o seu dimensionamento.*
  - ii) Encontrar meios de reforço sem aumento da carga do edifício.*
  - iii) O reforço sísmico tem de ser participado.*

Perguntou-se ainda quais os principais problemas ao desenvolvimento do RAVS previsto na Portaria nº 302/2019. Transcrevem-se as respostas obtidas (originais em itálico):

- Comentários gerais:*
- i) A metodologia é demasiado complexa, exigindo métodos onerosos para efetuar as análises, pondo de parte muitos projetistas. Deveriam existir métodos mais expeditos para possibilitar a análise a todos os projetistas.*
  - ii) Falta de experiência. Não saber como elaborar o documento, quais parâmetros são essenciais para a apresentação dos resultados.*
  - iii) As autarquias em geral não têm, nos seus quadros, técnicos capazes de avaliar a qualidade de um projeto de fundações e estruturas. Por maioria de razão, não têm quem seja capaz de avaliar o rigor de um RAVS. Este facto aliado à generalizada falta de habilitação dos projetistas portugueses para a elaboração e subscrição de um RAVS torna inconsequente todo o exercício imposto pelo DL 95/2019 e Portaria 302/2019. Até que esta realidade seja alterada, continuaremos a perpetuar a ciclo vigente de desrespeito pela segurança sísmica nos projetos que são desenvolvidos.*
- Conhecimento sobre o edifício:*
- i) Correta caracterização do edifício, da estrutura e dos elementos.*
  - ii) Obter informação sobre os projetos originais e historial do edifício.*
  - iii) A situação existente muitas vezes não corresponde com o consultado em Arquivo, exigindo um levantamento mais extenso para uma modelação correta (ou pelo menos aproximada) da situação real.*
  - iv) O RAVS não é claro em alguns aspetos, nomeadamente se o relatório deverá incidir no edifício existente sem alterações ou considerando as alterações previstas em projeto. A exigências em termos de ensaios correspondentes ao nível de conhecimento de categorias superior a KL1 são demasiado elevadas, muitas vezes impraticáveis.*
  - v) Falta de equipamento para ensaios in situ na maioria dos gabinetes de projeto.*
  - vi) Número de ensaios e conseqüente custo das campanhas de avaliação estrutural dos edifícios.*
  - vii) Base de dados potente, bem estruturada e de fácil consulta por todos. Com bons servidores e acesso a plantas, desenhos, ensaios de materiais e obrigação de participação de todas as intervenções no edificado. Nada disto existe. E Fiscalização como em França em que um gabinete externo verifica e certifica todas as conformidades, depois acompanhadas em construção. [...] O Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica é um começo, mas falta quase tudo. Ensaio, e uma base de dados muito completa e transversal a todas as entidades. Um BI sério do Imóvel.*
  - viii) É preciso fazer a avaliação para todo o edifício como é óbvio, mas às vezes só estamos a alterar uma fração!*

- ix) Acesso a frações independentes no caso de o edifício não pertencer a um único promotor. Por exemplo, o condomínio pode obrigar os proprietários a abrir a porta para um levantamento de alterações face ao existente.*
- *Modelação e programa de cálculo:*
    - i) Nos casos em que não existem sinais evidentes de danos estruturais, conceber uma modelação correta do edifício em estudo.*
    - ii) Domínio do software de cálculo de análise não linear.*
    - iii) Ter que, em grande parte dos casos, recorrer a análises não lineares. Isto obriga a um tipo de análise menos comum em projeto e muitas vezes ao recurso a software especializado.*
    - iv) Os procedimentos expedidos são muito penalizadores, a análise não linear é normalmente necessária.*
  - *Sensibilidade do Dono de Obra/Promotor para:*
    - i) A necessidade de elaborar o RAVS, incluindo os custos e tempo para efetuar sondagens para o levantamento da geometria e caracterizar materiais.*
    - ii) A vantagem em ter o RAVS, mesmo em situações não obrigatórias por lei.*
    - iii) A forte resistência em custear os ensaios de caracterização das estruturas.*
  - *Verificação do RAVS:*
    - i) Nas câmaras pelos técnicos responsáveis.*
    - ii) Gabinete externo verifica e certifica todas as conformidades, depois acompanhadas em construção.*

### 3. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta seção analisam-se os principais números e resultados do inquérito, com a objetividade possível.

No que se refere à experiência profissional dos inquiridos (§2.1), é possível concluir que é na sua maioria reduzida (53% dos inquiridos tem experiência na avaliação sísmica de edifícios existentes), reduzida no tempo ou inexistente (67% não tem ou tem menos de 2 anos de experiência na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) para a avaliação sísmica de edifícios existentes) e reduzida no número de projetos desenvolvidos (78% desenvolveu menos de 10 projetos de avaliação e reforço sísmico).

Quanto aos problemas identificados na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) na avaliação e reforço sísmico (§2.2) estes podem ser colmatados:

- Com o aumento do nível de conhecimento da estrutura através da:
  - i) Consulta/Melhoria da base de dados dos Arquivos Municipais que garantam acesso/registo de projeto original e projeto de alterações do edificado.*
  - ii) Sensibilização dos Donos de Obra/Promotores/Chefias/Pares para a importância da inspeção do edifício e o desenvolvimento de ensaios experimentais *in situ* para aumentar a informação sobre propriedades dos materiais/elementos estruturais, modelos constitutivos e disposições construtivas.*
  - iii) Criação de base de dados com propriedades dos materiais/elementos estruturais, modelos constitutivos e disposições construtivas.*
- Com o aumento de informação sobre propriedades dos materiais/elementos estruturais reforçados e modelos constitutivos, especificamente técnicas de reforço com materiais compósitos e/ou de elementos compostos, capacidade de deformação, modelação e eficiência da solução de reforço.
- Com a comparação da eficiência de dois ou mais tipos de soluções de reforços através de análises custo-benefício.
- Com melhoria dos programas de cálculo ao nível da:
  - i) Curva de aprendizagem dos programas para obter uma modelação adequada (antes e depois do reforço).*

- ii) Informação sobre os modelos de cálculo implementados e com mais opções para a modelação de soluções de reforço.
  - iii) Modelação de elementos compostos (ex: painéis madeira-alvenaria nos edifícios Pombalinos).
  - iv) Consideração do comportamento dos elementos não estruturais nas análises.
  - v) Modelação geométrica de elementos não aprumados.
  - vi) Definição de regras sobre a influência de edificações contíguas, caso existam.
- Com a sensibilização do Dono de Obra/Promotor/Chefias/Pares sobre:
- i) As metodologias a adotar na avaliação e reforço sísmico de edifícios existentes.
  - ii) A importância de investir no conhecimento da estrutura.
  - ii) O tempo necessário para desenvolver a análise.

No que se refere ao tipo de análise, as análises dinâmicas não lineares (*time-history*) são mais precisas quando em comparação com as análises estáticas não lineares (*pushover*), uma vez que o comportamento não linear é considerado de forma mais adequada através da definição explícita da capacidade de dissipação de energia histerética resultante do comportamento cíclico da ação sísmica. No entanto, existem problemas ainda maiores para tornar a sua utilização viável na prática comum, nomeadamente a incerteza na definição do comportamento histerético cíclico dos materiais e elementos estruturais, a dificuldade na definição de estados limites de desempenho e o esforço computacional requerido com as análises e tratamento de resultados.

Quanto às ações a desenvolver (§2.3) as sugestões incidem principalmente sobre:

- Atualizar os programas curriculares das Instituições de Ensino em Engenharia Civil ao nível do Mestrado.
- Desenvolver e promover de ações de formação/*workshops* para projetistas, em todo o país, com casos práticos e que forneçam fórmulas ou métodos expeditos para a validação dos resultados obtidos. Refere-se a preferência por ações acessíveis, gratuitas, pós-laboral e o envolvimento da Ordem dos Engenheiros.
- Assegurar que os projetos de avaliação e reforço sísmico possuem qualidade e estão em conformidade com a regulamentação. Propõe-se a escolha aleatória e periódica de projetos submetidos às câmaras, os quais seriam avaliados por comissões de especialistas na área, com o intuito de garantir a qualidade desses projetos.
- Criar base de dados com propriedades dos materiais/elementos estruturais não reforçados e reforçados, modelos constitutivos e disposições construtivas (tipificadas/por região), à semelhança de outros regulamentos internacionais.
- Publicar artigos visando o desenvolvimento das soluções por partes das empresas projetistas e criação de *guidelines*.
- Desenvolver programas de cálculo mais intuitivos, *user friendly*, com manuais bem construídos e a preços mais acessíveis.

No que se refere à regulamentação em vigor (§2.4), apenas 48% dos inquiridos concorda que é suficiente. Apontam-se algumas sugestões de melhoria:

- Incluir memórias de cálculo, *guidelines*, aplicados a casos comuns para orientação e validação dos procedimentos, à semelhança de outros regulamentos.
- Incluir tabelas com características mecânicas dos materiais não reforçados e reforçados.
- Incluir mais informação sobre técnicas de reforço adequadas e o seu dimensionamento.
- Especificar os ensaios e o número de ensaios a realizar na estrutura.



- Avaliar a hipótese de permitir a aplicação de análises estáticas não lineares (*pushover*) a estruturas com Nível de Conhecimento 1.
- Divulgar os métodos de análise expeditos desenvolvidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) ao abrigo do ponto 4 do artigo 1º da Portaria 302/2019 [3] e disponíveis em [7], nomeadamente:
  - i) Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado (Artigo publicado na RPEE, nº 10, julho de 2019, sintetizando o Guião de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado).
  - ii) Metodologia para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes baseada em análises de fiabilidade estrutural - Edifícios de betão armado.
  - iii) Aspectos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria (Artigo publicado na RPEE, n.º 12, março de 2020).
  - iv) Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos (Artigo publicado na RPEE, n.º 14, novembro de 2020).
  - v) Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis (Artigo publicado na RPEE nº16, julho de 2021).
- Divulgar a serie de *webinars* desenvolvidos pela *European Association of Earthquake Engineering* (EAEE) (<https://ec8webinars.org>) sobre a nova geração do Eurocódigo 8 [8] e acompanhar os aspetos técnicos inovadores introduzidos.

Quanto ao desenvolvimento do RAVS (§2.4), parte dos problemas identificados derivam dos problemas já apresentados na utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*) na avaliação e reforço sísmico (§2.2) e da aplicação da regulamentação em vigor (§2.4).

Para além disso, aponta-se a importância de:

- Esclarecer a fase de entrega do RAVS. De acordo o documento publicado pelo ReSist [6]: “O RAVS é entregue com o Projeto de Arquitetura, de forma a garantir que as condições de segurança estrutural são acauteladas na fase inicial de uma operação urbanística”.
- Sensibilizar o Dono de Obra/Promotor para a necessidade de elaborar o RAVS com conhecimento da estrutura existente, apenas possível através do levantamento da informação existente nos Arquivos Municipais, da inspeção do edifício e do desenvolvimento de ensaios experimentais *in situ* para a caracterização dos materiais/elementos estruturais e disposições construtivas.

#### 4. COMENTÁRIOS FINAIS

O artigo apresenta e analisa os resultados de um inquérito dirigido à comunidade técnico-científica de engenharia civil sobre a utilização de análises não lineares para a avaliação sísmica e reforço de edifícios de alvenaria e misto alvenaria – betão armado em Portugal. O objetivo consistiu em mapear a situação atual e, a partir dessa análise, estabelecer diretrizes para o futuro. Apesar de o inquérito ter recolhido apenas 60 respostas em menos de 2 meses, foram identificados diversos problemas. O artigo lista esses problemas e propõe sugestões concretas de melhoria ou alteração, especialmente no que diz respeito à regulamentação existente, qualidade dos projetos de avaliação e reforço sísmico, programas de cálculo, e ações de formação e sensibilização dirigidas à comunidade técnico-científica, Donos de Obra, Proprietários, Investidores e Promotores.

## 5. AGRADECIMENTOS

As autoras gostariam de agradecer a todos os participantes do inquérito e à Eng.<sup>a</sup> Cláudia Pinto, coordenadora do Projeto ReSist, pelos esclarecimentos prestados.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios (2017) Instituto Português da Qualidade, European Committee for Standardization (CEN).
- [2] Decreto-Lei n.º 95/2019 de 18 de julho (2019) Diário da República, 1.ª série, Presidência do Conselho de Ministros, República Portuguesa.
- [3] Portaria n.º 302/2019 de 12 de setembro (2019) Diário da República n.º 175/2019, Série I de 2019-09-12, República Portuguesa.
- [4] Despacho Normativo n.º 21/2019 de 17 de setembro (2019) Diário da República n.º 178/2019, Série II de 2019-09-17, República Portuguesa.
- [5] Disponível em <https://informacoeseservicos.lisboa.pt/prevencao/resiliencia-urbana/projetos/resist>, visitado pela última vez a 19/12/2023.
- [6] Disponível em [https://informacoeseservicos.lisboa.pt/fileadmin/informacoes\\_servicos/dossiers/resiliencia\\_urbana/resist/RAVS.pdf](https://informacoeseservicos.lisboa.pt/fileadmin/informacoes_servicos/dossiers/resiliencia_urbana/resist/RAVS.pdf) visitado pela última vez a 19/12/2023.
- [7] Disponível em <https://www.inec.pt/pt/servicos/ferramentas/avaliacao-da-vulnerabilidade-br-de-estruturas/> visitado pela última vez a 19/12/2023.
- [8] Disponível em <https://ec8webinars.org/> visitado pela última vez a 19/12/2023.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ANALYSING FRAGILITY CURVES DERIVED USING ALTERNATIVE GROUND MOTION SELECTION PROCEDURES**

**DESPOINA SKOULIDOU**  
Researcher  
Resilience Guard GmbH

**XAVIER ROMÃO**  
Assistant Professor  
FEUP

### **SUMÁRIO**

As curvas de fragilidade são um elemento essencial na avaliação do risco sísmico de estruturas e das correspondentes perdas. Neste contexto, o estudo desenvolvido explora as diferenças que podem ocorrer em curvas de fragilidade desenvolvidas a partir da resposta estrutural obtida utilizando dois métodos de análise diferentes: Análise para Múltiplas Intensidades (Multiple Stripe Analysis - MSA) e Análise Dinâmica Incremental (Incremental Dynamic Analysis - IDA), estando cada método associado a um procedimento diferente para seleção dos acelerogramas a utilizar. No caso do MSA, foram definidos diferentes grupos de acelerogramas compatíveis com diferentes Espectros Condicionais para as várias intensidades da análise. No caso da IDA, foi definido apenas um grupo de acelerogramas compatíveis com o espectro do EC8 associado à ação sísmica de projeto, os quais foram escalados de forma a cobrir os níveis de intensidade sísmica necessários. As diferenças encontradas nas curvas de fragilidade obtidas pelas duas abordagens refletem os diferentes pressupostos da seleção e escalamento dos acelerogramas utilizados para gerar os modelos de resposta estrutural, e permitem identificar condições em que os dois modelos de resposta conduzem a curvas de fragilidade comparáveis. Os resultados fornecem novos resultados acerca da importância do escalamento de acelerogramas e destacam a importância do uso de procedimentos adequados para a seleção dos acelerogramas.

### **ABSTRACT**

Fragility curves are a fundamental component for developing risk and loss assessments of structures. This study explores potential differences found in analytical fragility curves obtained when considering two alternative analysis approaches: Multiple Stripe Analysis (MSA) and Incremental Dynamic Analysis (IDA), each associated with a different ground motion selection procedure. In case MSA is used, different groups of ground motions compatible with different Conditional Spectra are selected for the various stripes of the analysis, whereas in case IDA is used, a group of EC8 spectrum-compatible ground motions is selected for the design earthquake level and then scaled to cover the required range of seismic intensities. Differences found in the fragility curves derived by the two approaches reflect the different selection and scaling assumptions made for the ground motions used to obtain each demand model and allow identifying conditions where the two demand models lead to comparable fragility curves. The results provide new insights on the importance of ground motion scaling and highlight the importance of using adequate ground motions selection procedures.

**KEYWORDS:** Incremental dynamic analysis, multiple stripe analysis, performance levels, fragility curves, conditional spectrum, EC8 response spectrum

## 1. INTRODUCTION

Analytical fragility curves are a fundamental component for developing risk and loss assessments of structures, that can be especially useful when empirical and/or experimental data is scarce or non-existent. Developing analytical fragility curves requires analysing a structural model for multiple seismic intensity levels to derive the response-intensity relationship (also known as the Engineering Demand Parameter EDP – Intensity Measure IM relationship) and subsequently post-processing the results to define the evolution of the probability of reaching a certain performance level of interest for increasing levels of seismic intensity. There are currently three widely used analysis frameworks to establish the Probabilistic Demand Models (PDMs) and derive the EDP-IM relationship of structures using non-linear dynamic analysis: the Incremental Dynamic Analysis IDA [1], the Multiple Stripe Analysis MSA (e.g., [2]), and the cloud analysis [3]. All three approaches require the numerical simulation of the structure under investigation to represent its structural behaviour from linear elastic up to collapse, and the excitation of this simulation with one or more groups of Ground Motions (GMs) for various intensity levels. The main differences between the alternative approaches, which has been proven to affect the EDP-IM output, lie in the procedure for selecting group/s of GMs and for scaling them to cover the required intensity levels. Detailed descriptions of the three alternative approaches and relevant discussions can be found in existing literature (e.g., [4], [5]). In the following, findings related to IDA and MSA will be further discussed.

Luco and Bazzurro [6] showed that scaling a group of GMs with SFs as large as 10 or more could overestimate the structural response due to the non-representative GM frequency content and duration for intensities much different than the one that they have been recorded for, while similar remarks were made by Davalos and Miranda [7] for the collapse probabilities. Contradictory results were presented by Zacharenaki *et al.* [8] who showed that the structural response bias introduced by IDA using SFs up to 18.2 was small and acceptable for the buildings analysed in their study. Moving beyond EDPs, Pang and Wang [9] and Jin *et al.* [10] compared fragility curves constructed from IDA and MSA results and stated that the MSA results were more accurate, while the bias observed for the IDA curves was attributed to the excessive scaling of the GMs involved in IDA. It is worth mentioning that none of the previously mentioned studies accounted for spectral matching for a range of periods during the GM selection procedure, while only the spectral acceleration in the fundamental period of vibration ( $S_a(T_1)$ ) was considered as an IM in some of them. On this respect, Korhangi *et al.* [11] compared fragility curves from IDA and MSA results and showed that the use of GMs without spectral and hazard consistency could lead to bias. In the referred study, the bias was towards overestimation for the IDA results. Yet it was highlighted that the overestimation could not be generalised.

Based on the above, the SF, the sufficiency of the IM, and the spectral shape control seem to be the key aspects for the discrepancies that appear between the fragility curves developed based on results from different approaches to establish the PDMs. To provide additional insights on the matter, the present study provides further results and discusses differences found at the fragility curve level when these are constructed considering two alternative PDMs based on IDA and MSA. By adopting the same fragility curve fitting technique for both PDMs, the referred differences will only reflect the selection and scaling assumptions made for the GMs used to obtain each demand model. Three RC buildings are simulated and analysed according to the two alternative approaches. The response results are subsequently post-processed and fragility curves are created for several limit states. The comparison of the results identifies the conditions where the two demand models lead to comparable fragility curves as well as possible limitations of each model.

## 2. CASE STUDY DESCRIPTION

### 2.1. Analysed buildings and numerical modelling

Three RC buildings with infilled frame structural systems, designed for gravity loads, are analysed herein. The buildings are located in Lisbon, Portugal and comprise 3-, 4- and 5-storey buildings, regular both in plan and in elevation. Fig. 1 shows the plan view of a typical storey of the buildings and the design details. The structural configuration, material characteristics, loading assumptions and the numerical simulation of the buildings have been previously presented in [12] and are omitted here due to length restrictions.

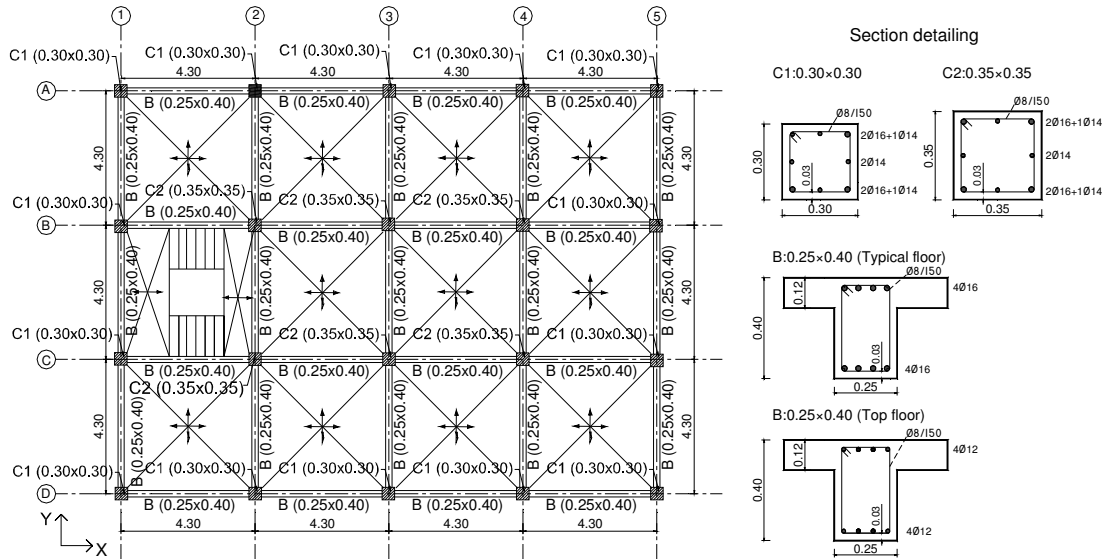


Fig. 1 - Plan view of a typical storey of the 3-storey, 4- storey and 5- storey buildings and the design details (all dimensions are in m).

The structural periods of the buildings along X and Y structural directions, with and without the masonry infills, as well as the average period  $T^*$  are presented in Table 1.

Table 1 - First and second mode periods of vibration of the buildings.

Period (s)\Building	3-storey	4-storey	5-storey
$T_1, T_2$ (infilled frame)	0.31, 0.25	0.41, 0.31	0.52, 0.39
$T_1, T_2$ (bare frame)	0.73, 0.72	0.96, 0.93	1.18, 1.15
$T^*$	0.50	0.66	0.82

### 2.2. Ground motion selection

The ground motion selection procedures are presented in this section for the two PDMs. In both cases the geometric mean was used as the representative component for each bi-directional GM. For the MSA, the probabilistic seismic hazard analysis of the site (Lisbon) was initially performed using the SeIEQ software [13] and the annual seismic hazard curve was subsequently determined for the period  $T^*$  of each building. Disaggregation of the hazard was then performed for four probabilities of exceedance, i.e., 50%, 10%, 5% and 2% in 50 years, at  $T^*$  and the results were used to build four conditional spectra (CS). After a preliminary ground motion record selection based on seismological and strong motion parameters, the final selection of a group of 40 bi-directional records was performed by ensuring compatibility between the target spectrum, i.e., the CS, and the group of records. Compatibility was achieved by

minimizing the difference between statistics (i.e., the mean and standard deviation of the logarithms of the spectral accelerations) of the target spectrum and the same statistics of the group in a period range of  $0.2T^*$ - $1.5T^*$  (see [13] for more details). An additional criterion was included in the process which involves minimizing also the skewness of the logarithms of the spectral accelerations to a value close to zero for the same period range. Furthermore, the SFs used for each individual GM were restricted to the 0.25-4.00 range. Ultimately, four groups of 40 GMs, each corresponding to a different probability of exceedance (i.e., a different CS), were selected for each building.

For the IDA, one group of 40 bidirectional GM records was selected according to the EC8 provisions using the Type 2 elastic response spectrum with a 5% viscous damping. The parameters of the EC8 response spectrum used for the GM selection procedure are provided in Table 2, where  $a_g$  is the design ground acceleration for soil type A and zone 2.3 in Portugal,  $S$  is the soil factor for soil type B, and  $T_b$ ,  $T_c$  and  $T_d$  are the corner periods. Criteria related to seismological and strong motion parameters, such as  $M$ ,  $R$  and  $V_{S30}$  were taken into account when performing the preliminary GM selection. Subsequently, the GM selection was performed by ensuring compatibility between the group mean and individual response spectra and the target response spectrum in a period range of  $0.2T^*$ - $1.5T^*$ . The spectral mismatch between the mean of the group and the target response spectrum was limited to the interval of  $\pm 10\%$ , while the spectral mismatch between the individual spectrum of each record and the target spectrum was limited to  $\pm 50\%$ . The SFs used for each individual GM were restricted to the 0.25-4.00 range.

Table 2 - EC8 Type 2 response spectrum parameters.

RS	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	S	$T_b$ (s)	$T_c$ (s)	$T_d$ (s)
Type 2	1.7	1.27	0.1	0.25	2

The mean spectrum (and dispersion) of the 40 GMs matched to the CS for each probability of exceedance and the mean spectrum (and dispersion) of the 40 GMs matched to the EC8 spectrum are shown in Fig. 2, Fig. 3 and Fig. 4 for the 3-storey, the 4-storey and the 5-storey buildings, respectively. The target CS and the EC8 spectrum are also presented in the same figures for comparison. Note that the GMs selected to match the EC8 spectrum are the same for all buildings and for all intensities. The mean spectrum of the EC8-compatible GM group, which is originally matched to the EC8 spectrum with 10% probability of exceedance in 50 years, is multiplied by appropriate SFs to reach the intensity of the other three probabilities of exceedance at  $Sa(T^*)$  for each building. In the comparison of response spectra presented in the following, focus should be given to period ranges that are expected to govern the behaviour of the structures for different damage states. Therefore, for low damages states, spectral comparisons should focus on the period range below, but close to,  $T^*$  which involve spectral values with higher probabilities of exceedance. On the contrary, for high damages states, spectral comparisons should focus on the period range above, but close to,  $T^*$  which involve spectral values with lower probabilities of exceedance.

Starting from the comparison of the target spectra, the target CS and the EC8 spectrum are seen to present some differences that vary with the probability of exceedance and with the building (i.e.,  $T^*$ ). Generally, the differences appear to be more pronounced for the higher probabilities of exceedance, while they reduce for the lower probabilities of exceedance for all buildings. Focusing on the lower period range (i.e., below, but close to,  $T^*$ ), the CS is always associated with higher spectral accelerations for the 30% and 10% probability of exceedance in 50 years, whereas this effect reduces for the lower probabilities of exceedance. For the 2% probability of exceedance in 50 years the two spectra coincide in this period range for all three buildings. The opposite trend is observed for the higher period range (i.e., above, but close to,  $T^*$ ). While for higher probabilities of exceedance the CS is associated with smaller spectral accelerations when compared to the EC8 spectrum, for the lower probabilities of exceedance this mismatch decreases and, in some cases, the trend is inverted. An illustrative example

of this last observation can be seen in Fig. 2d with the spectra for the 3-storey building, in which the red continuous line, i.e., the CS, is above the black continuous line, i.e., the scaled EC8 spectrum, for the referred period range.

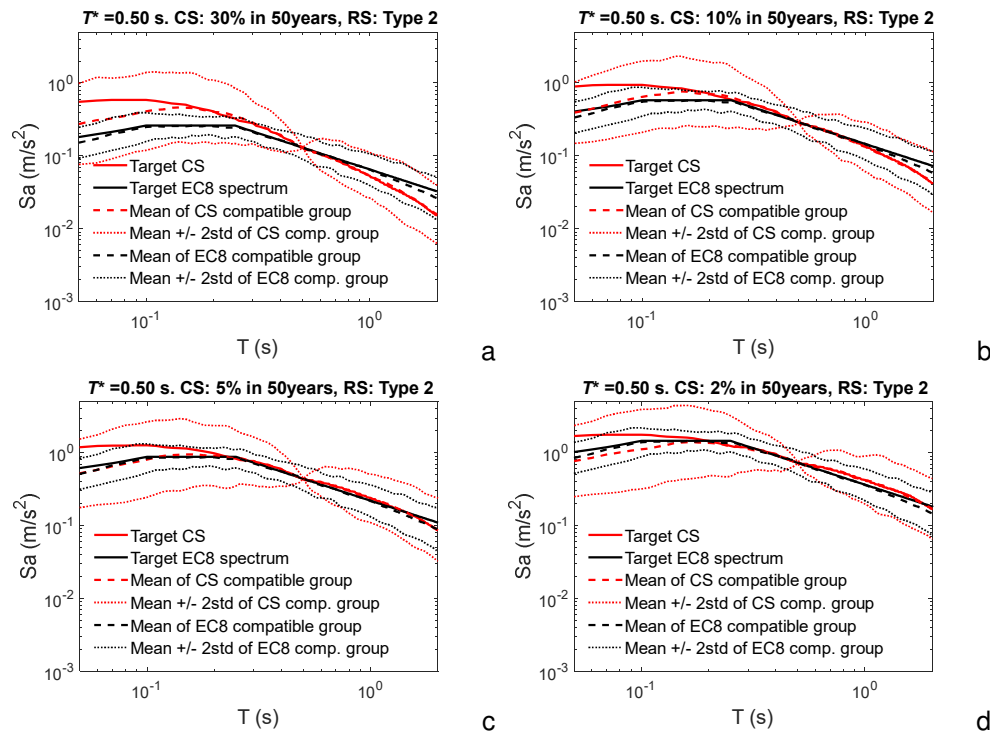


Fig. 2 - Comparison of response spectra of the group of GMs selected for the 3-storey building according to the CS (a. 30% in 50 years, b. 10% in 50 years, c. 5% in 50 years and d. 2% in 50 years) and the EC8 spectrum. The target CS and EC8 spectrum are plotted for reference.

With respect to the comparison of the mean of each group with the respective target spectra, very good matching trends are observed for the period range of interest. The EC8-compatible group follows very closely the target EC8 spectrum for the whole period range, while some deviations start appearing for periods larger than 1.5s that are beyond the period range of interest for all buildings. The CS compatible groups, on the other hand, match very well the target CS for all periods above  $\sim 0.1$ - $0.2$ s. Since the lowest period of interest is 0.1s, i.e.,  $0.2T^*$  for the 3-storey building, matching is also considered adequate. As a result, it can be seen that the average spectra follow trends similar to those of the target spectra, demonstrating the validity of the selection process and indicating that the differences between the mean spectra of the groups stem mostly from the different target spectra they were matched to. In contrast to the mean spectrum, the dispersion of the groups presents significant differences. With the exception of the narrow range very close to  $T^*$  where the CS-compatible group has very low dispersion, as expected since all GMs have been selected and scaled to pass through  $S_a(T^*)$ , the EC8-compatible group has either comparable or much lower dispersion for all other periods, when compared to that of the CS-compatible groups. Extreme cases are observed for the 30% probability of exceedance of all buildings (see Fig. 2a, Fig. 3a, Fig. 4a), where both the mean spectrum and the dispersion have much higher  $S_a$  values for periods smaller than  $T^*$ . Unlike the previous observations, very good matching is observed, both for the mean spectra and the dispersion, for the 2% probability of exceedance CS-compatible group and the EC8-compatible group of the 5-storey building (see Fig. 4d). It is noted that the different dispersion between the GM groups selected according to the different approaches is due to the different assumptions considered during the GM selection process.



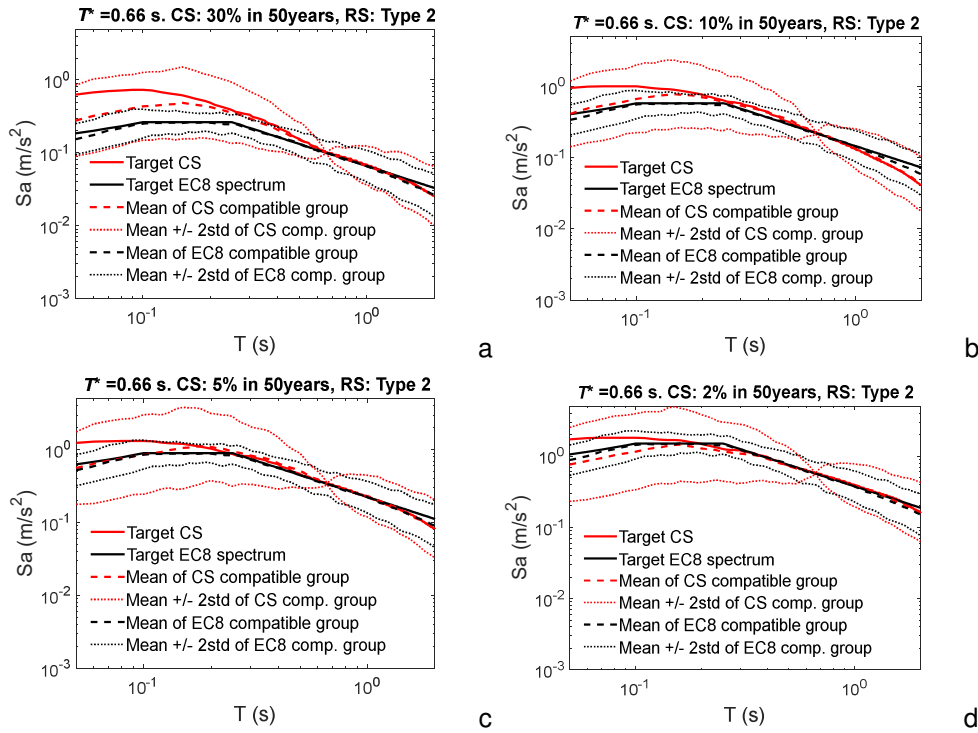


Fig. 3 - Comparison of response spectra of the group of GMs selected for the 4-storey building according to the CS (a. 30% in 50 years, b. 10% in 50 years, c. 5% in 50 years and d. 2% in 50 years) and the EC8 spectrum. The target CS and EC8 spectrum are plotted for reference.

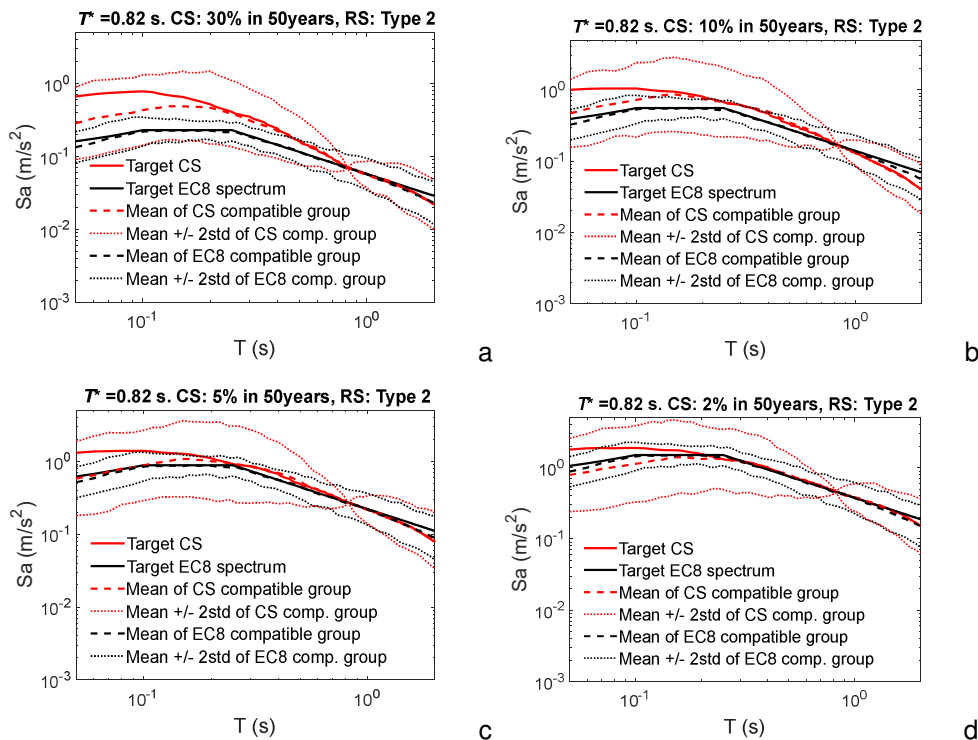


Fig. 4 - Comparison of response spectra of the group of GMs selected for the 5-storey building according to the CS (a. 30% in 50 years, b. 10% in 50 years, c. 5% in 50 years and d. 2% in 50 years) and the EC8 spectrum. The target CS and EC8 spectrum are plotted for reference.

### 3. PROBABILISTIC DEMAND MODELS

The two alternative PDMs obtained from the structural analyses are presented in this section, highlighting the implemented SFs. Both IDA and MSA analyses are performed using  $Sa(T^*)$  as the control IM. Structural collapse is associated to the occurrence of a very large interstorey drift (ISD) ratio ( $>10\%$ ) or numerical failure (non-convergence) of the model. For the MSA, the four GM groups selected for each building are scaled up and down to span a total of 20 intensity levels. The GM group selected for the 50% probability of exceedance in 50 years was applied along 4 intensities (using group SFs in the range of 0.38-1.54), the 10% in 50 years group was applied along 3 intensities (using group SFs in the range of 0.82-1.23), the 5% in 50 years group was applied along 4 intensities (using group SFs in the range of 0.89-1.39) and the 2% in 50 years group was applied along 9 intensities (using group SFs in the range of 0.91-1.97), eventually covering events with return periods of  $\sim 50$  to 10000 years. Detailed information on the SFs and the return periods can be found in [14]. The overall SFs used for the GMs, which resulted from the combination of the group SFs and the individual SFs presented in Section 2.2 range from 0.11 to 7.84. IDA was performed by scaling the EC8-compatible group to capture structural response from elastic up to collapse. The SFs of the group ranged from 0.14 to 9.95. The overall SFs of the GMs (i.e., combination of the group SFs and the individual SFs presented in Section 2.2) range from 0.11 to 21.58, which is almost three times wider than the SF range used in MSA. Indicative analysis results (EDP-IM) obtained for the 3-storey building are presented in Fig. 5 and in Fig. 6 for the MSA (stripes of EDPs) and the IDA (IDA curves) PDM, respectively.

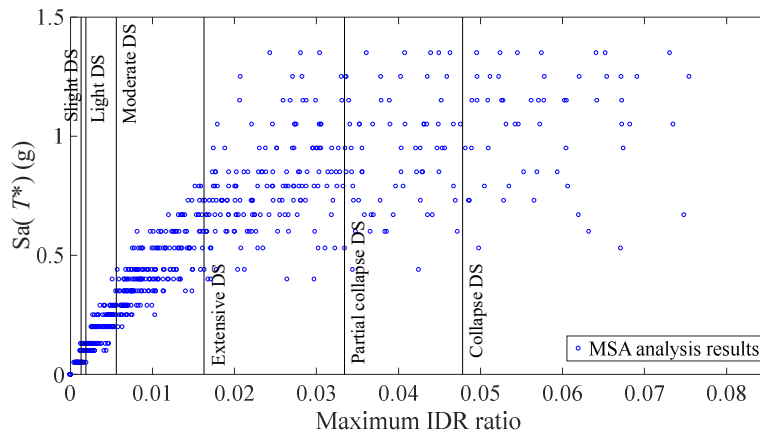


Fig. 5 - MSA analysis results (stripes) at the considered IM levels. Results for the 3-storey building. The vertical black lines represent the EDP thresholds for the considered DS.

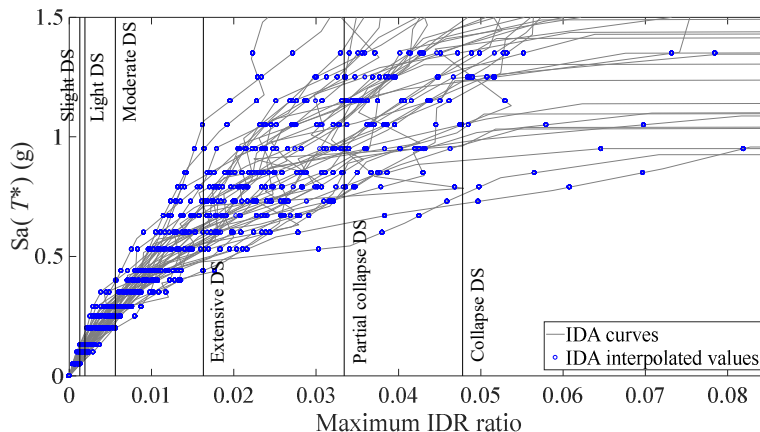


Fig. 6 - IDA curves and interpolated values at the considered IM levels. Results for the 3-storey building. The vertical black lines represent the EDP thresholds for the considered DS.

## 4. FRAGILITY CURVE DEVELOPMENT AND COMPARISON

### 4.1. Development of fragility curves

The EDP-based approach is used to fit fragility curves to the structural analysis results. According to this approach, the number of analyses that cause failure with respect to a predefined threshold at each IM level are initially identified and the binomial distribution is used to evaluate the likelihood of having the observed number of failures,  $k_i$ , out of the total number of analyses,  $n_i$ , at a given IM level  $i$ :

$$P(k_i \text{ failures in } n_i \text{ analyses}) = \binom{n_i}{k_i} p_i^{k_i} (1 - p_i)^{n_i - k_i} \quad (1)$$

where,  $p_i$  is the probability that an analysis at a given IM will lead to failure. When such data is available at multiple IM levels, a likelihood function can be obtained as the product of the binomial probabilities at each IM level. The  $p_i$  values are assumed to be defined by the cumulative distribution function of a lognormal distribution whose parameters, i.e.,  $\theta$  and  $\beta$ , where  $\theta$  is the median and  $\beta$  is the standard deviation of the log of the data, are evaluated using the maximum likelihood estimation method. Furthermore, the maximum ISD ratio is used as the EDP and the thresholds of six Damage States (DS) are defined according to Rossetto and Elnashai [15], shown in Table 3. It is noted that adopting DS thresholds defined for structures other than the ones analysed can be inaccurate and potentially dangerous, especially if the referred DSs are associated with expected losses. Nevertheless, since the purpose of the present study is to compare fragility curves derived from alternative approaches, the latter is not seen as a concern and the Rossetto and Elnashai [15] DSs can be used for the comparative analysis.

Table 3 - Damage states definition and threshold values of maximum ISD ratios [15].

Damage state	Slight DS1	Light DS2	Moderate DS3	Extensive DS4	Partial Collapse DS5	Collapse DS6
Max ISD ratio %	0.13	0.19	0.56	1.63	3.34	4.78

The adopted EDP-based fragility estimation requires that EDPs are obtained in distinct IM levels, i.e., in stripes. This requirement is satisfied by default in the MSA demand model (see Fig. 5 for the 3-storey building), as GMs are selected for specific IM levels with predefined probabilities of exceedance, while in IDA some post processing of the analysis results needs to be performed. As such, the IDA curves are constructed for all GMs involved in the IDA demand model and are used to obtain EDP stripes at specific IM levels by interpolation. For consistency, interpolation was performed at the IM levels used for the MSA. Fig. 6 shows the IDA curves developed for the 3-storey building and the interpolated EDP values at the IM levels considered for the MSA of the same building. The vertical lines in Figure 7 represent the DS thresholds presented in Table 3.

Fragility curves are created for the three buildings according to the previously presented EDP-based approach for both MSA and IDA using a lognormal distribution for the six DSs. Fig. 7, Fig. 8, and Fig. 9 show the fragility curves developed for the 3-storey, 4-storey, and 5-storey building, respectively. As a side note, it has been stated in [16] that for the estimation of the parameters of the lognormal distribution using the aforementioned approach, i.e., the maximum likelihood method, all GMs at the multiple IM levels should be independent. Nevertheless, according to the same research, the violation of this requirement has small effects on the estimated parameters and can be thus used even with IDA results, as in the present study.

## 4.2. Fragility curves comparison

It can be seen that for the three lower DSs, Slight, Light and Moderate, there are insignificant differences between the fragility curves created using the IDA and the MSA PDM and this observation is valid for all three buildings analysed. Still, the MSA fragility curves exhibit an almost imperceptible shift towards conservatism. At the same time the fragility curves for these three DSs are quite vertical, i.e., they exhibit low dispersion. The reason for this low dispersion is attributed to the small number of stripes that contribute to the fragility curves of these DSs and their close values (the rest of the stripes lead to either 0 or 100% probability of exceedance). This effect is demonstrated in Fig. 5 and Fig. 6 which show the threshold EDP values for all DSs (vertical black lines) on top of the EDP stripes. The DS1 and DS2 EDP thresholds intersect only three stripes, while the DS3 EDP intersects four stripes, still with close  $Sa(T^*)$  values.

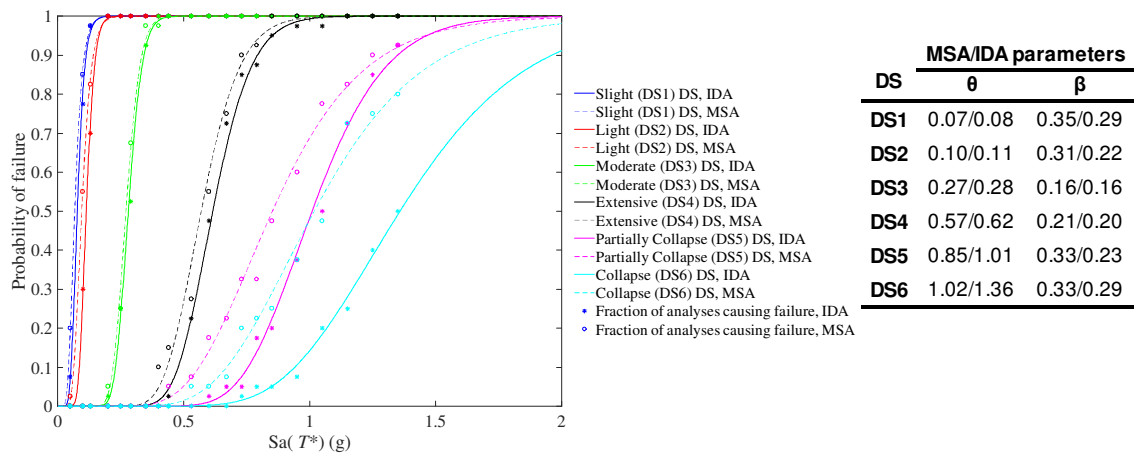


Fig. 7 - Fitted fragility curves and parameters of the lognormal model for the two alternative probabilistic demand models and the six DSs for the 3-storey building.

Despite the similarity of the fragility curves of these DSs (Slight, Light and Moderate) for the two alternative PDMs, the fractions of analysis causing failure for the individual IM values present differences. These differences can be seen in Fig. 7, Fig. 8 and Fig. 9, which show the fractions of analyses that led to failure on top of the fitted curves. It can be observed that for DS1, DS2 and DS3 and for each individual IM that has not led to a 0 or 100% probability of failure, the MSA approach led to higher fractions compared to IDA. For instance, in Fig. 9 and for the first IM which is equal to 0.05g, the fraction of analyses that led to failure according to MSA is 0.2, while for IDA it is less than 0.1. Similar observations can be made for the next two IMs as well. It is also worth noting that these differences, i.e., the higher fractions of the MSA compared to IDA, can be associated with the GM spectral shapes presented in Section 2.2. The analysis of the four lowest stripes, that contribute to the development of the fragility curves of DS1 and DS2, was performed using the GM group compatible with the 30% in 50 years CS for the MSA. The comparison of this spectrum with that of the EC8-compatible group that was used to perform the IDA, shown in Fig. 2a, Fig. 3a and Fig. 4a for the three buildings, reveals that, for spectral accelerations close to the period of vibration of the infilled structures (i.e., the period that the structures are expected to exhibit for these low IMs), the mean spectrum of the CS-compatible group is above the mean spectrum of the EC8-compatible group, while the dispersion of the former is much larger and mainly towards overestimation.

The discrepancies between the fragility curves created using the alternative PDMs are mainly observed for the three highest DSs, i.e., Extensive, Partial Collapse and Collapse, with differences increasing with the severity of the DS and with different trends among the different buildings. The smallest differences are observed for the 5-storey building,

presented in Fig. 9. No remarkable differences can be seen for the fragility curves of the Extensive DS, while the MSA PDM results in a slightly more conservative fragility curve for the Partial Collapse DS and in slightly higher dispersion for the Collapse DS. Nevertheless, the observed differences can be characterised as minimal. These trends can be associated with the spectral shapes presented in Fig. 4c and 4d, since the intensities that contribute to the fragility curves for these three DS are the ones associated with the 5% and 2% in 50 years CS for the MSA. For periods close to  $T^*$  and slightly larger than  $T^*$ , the two mean spectra are similar. Furthermore, the similar variation of the two groups around the mean spectra provides evidence for the similarity of the fragility curves. It is also noted that despite the much larger, almost three times, SFs used for the highest DS in IDA, no relevant overestimation is observed.

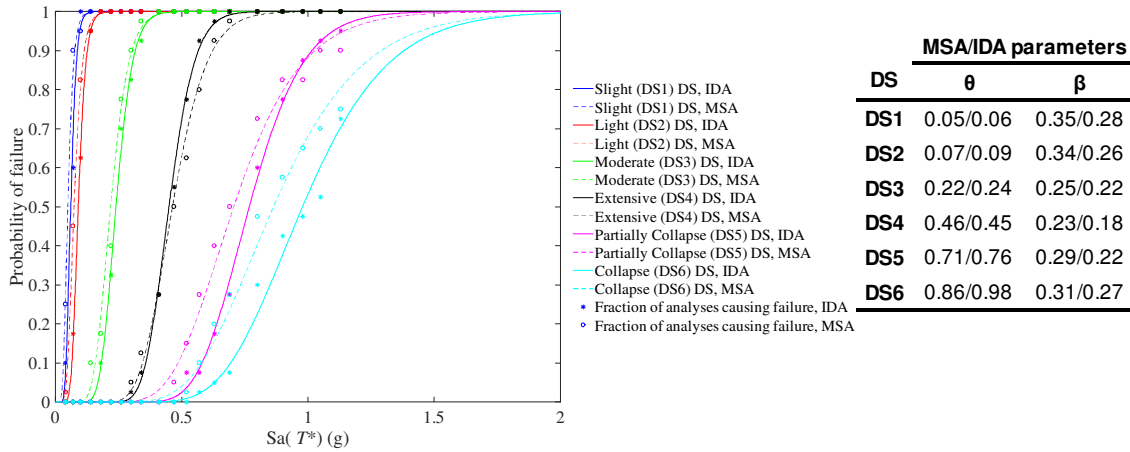


Fig. 8 - Fitted fragility curves and parameters of the lognormal model for the two alternative probabilistic demand models and the six DSs for the 4-storey building.

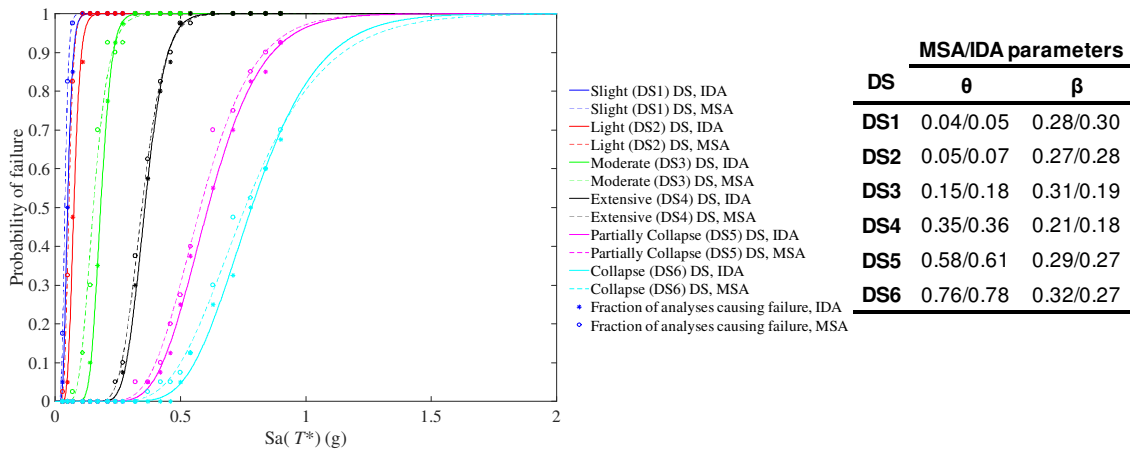


Fig. 9 - Fitted fragility curves and parameters of the lognormal model for the two alternative probabilistic demand models and the six DSs for the 5-storey building.

The Extensive DS fragility curves of the 3- and 4-storey buildings present small differences, the former in the median and the latter in the variability, while the Partial Collapse and the Collapse DS fragility curves are the ones mostly affected by the different PDMs. For both buildings, fragility curves derived using the MSA PDM are associated with lower IM levels, and are hence more conservative, while a slight difference in the slope is also observed for the Partial Collapse DS, with the MSA leading to higher dispersion (curves with lower slope). Based on the same rationale, the

differences between the fragility curves of the 3-storey and the 4-storey buildings can be associated with the response spectra (mean and dispersion) of the 5% and 2% in 50 years probability of exceedance. In both cases, the average spectrum of the CS-compatible group presents slightly higher  $S_a$  values with respect to the average spectrum of the EC8-compatible group and for periods larger than, but close to,  $T^*$ . As it has already been explained, the buildings are expected to respond with periods closer to the bare frame, and thus larger than  $T^*$  for the higher intensities, as those associated with the DS of partial collapse and collapse. The variability of the group spectra is also higher for the CS compatible ones and always towards higher  $S_a$  values, hence further supporting the conservatism of the MSA PDM. The higher variability of the spectra of the CS-compatible groups can be reflected in the higher  $\beta$  parameters of the lognormal model (i.e., the standard deviation of the logarithmic values) of the MSA fragility curves compared to their IDA counterparts. Last but not least, the much higher SFs used in IDA for the highest intensity levels do not seem to lead to overestimation of the corresponding fragility curves.

## 5. FINAL REMARKS

The study analysed differences between the fragility curves developed for three RC buildings using two alternative PDMs established using two different analysis approaches, the MSA and the IDA. By employing the same fitting technique for the development of the fragility curves in both PDMs, the referred differences were attributed to the GM selection and scaling procedures, which differed between the two PDMs.

The results showed a strong correlation between the mean spectra of the GM groups used for the two PDMs and the resulting fragility curves. The higher mean spectrum, i.e., higher  $S_a$  values, used for the MSA in comparison to the mean spectrum used for the IDA, appeared to lead to more conservative fragility curves in the former case. Simultaneously, the higher variability of the CS-compatible GMs was also reflected in the higher values of the  $\beta$  parameter of the MSA fragility curves when compared to those obtained for the IDA fragility curves. Furthermore, the much higher SFs used on the GMs for IDA did not seem to have an observable effect on the fragility curves compared to the lower SFs used on the GMs for the MSA, unlike discussed in previous studies. The effect of using different PDMs was found to vary among the several DSs and appeared to have minimal effects for the less severe DSs that were associated with very vertical fragility curves. Although the spectral shapes might suggest otherwise, the small range of IMs that contributed to the fragility curves managed to reduce the impact of these differences. Still, the fraction of analyses used to create the fragility curves revealed the higher conservatism of the MSA compared to the IDA results, as suggested by the average spectral shapes and their dispersion.

Overall, evidence was presented that both the mean spectral shape and the dispersion of the selected GM groups have an effect in the fragility curves and these were found to be the main sources of differences observed between the fragility curves developed for the alternative PDMs. The adoption of large SFs, on the other hand, did not seem to cause visible effects, as long as the spectral shape (average and dispersion) in the period range of interest was controlled. Although this was a preliminary attempt to identify and quantify the effects of using alternative PDMs, the results seem reasonable and in accordance with suggestions of relevant studies. Future research on this topic should investigate, in addition to the analysis of more buildings with different structural material and configurations (structural systems, with vertical and/or in-plan irregularities), fragility curves developed for the MSA and IDA using alternative fitting techniques (e.g., IM-based for IDA) and other analysis approaches (e.g., cloud analysis). Finally, the effect of using alternative PDMs could also be studied in terms of the resulting failure rates, i.e., the convolution of the fragility curves with the seismic hazard curve.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS/FUNDING

This work is financially supported by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC), under the project DRI/India/0645/2020 – Evaluation and Retrofitting of Existing Buildings for Safe and Sustainable Built Environment <https://doi.org/10.54499/DRI/India/0645/2020>, and by Base Funding -UIDB/04708/2020 and Programmatic Funding- UIDP/04708/2020 of the CONSTRUCT -Instituto de I&D em Estruturas e Construções- funded by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC). The authors would like to thank the anonymous reviewer for their insightful comments.

## 7. REFERENCES

- [1] Vamvatsikos, D., & Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthq Eng Struct Dyn*, 31(3), 491-514.
- [2] Jalayer, F., & Cornell, C.A. (2009). Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. *Earthq Eng Struct Dyn*, 38(8), 951-972.
- [3] Jalayer, F., De Risi, R., & Manfredi, G. (2015). Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bull Earthq Eng*, 13, 1183-1203.
- [4] Mackie, K.R., & Stojadinovic, B. (2005). Comparison of incremental dynamic, cloud, and stripe methods for computing probabilistic seismic demand models. In *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond* (pp. 1-11).
- [5] Baltzopoulos, G., Baraschino, R., Iervolino, I., & Vamvatsikos, D. (2018). Dynamic analysis of single-degree-of-freedom systems (DYANAS): A graphical user interface for OpenSees. *Eng Struct*, 177, 395-408.
- [6] Luco, N., & Bazzurro, P. (2007). Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthq Eng Struct Dyn*, 36(13), 1813-1835.
- [7] Dávalos, H., & Miranda, E. (2019). Evaluation of the scaling factor bias influence on the probability of collapse using  $S_a(T_1)$  as the intensity measure. *Earthq Spectra*, 35(2), 679-702.
- [8] Zacharenaki, A., Fragiadakis, M., Assimaki, D., & Papadrakakis, M. (2014). Bias assessment in incremental dynamic analysis due to record scaling. *Soil Dyn Earthq Eng*, 67, 158-168.
- [9] Pang, Y., & Wang, X. (2021). Cloud-IDA-MSA conversion of fragility curves for efficient and high-fidelity resilience assessment. *J Struct Eng*, 147(5), 04021049.
- [10] Jin, A., Qiu, Y., & Wang, J. (2023). Comparison of seismic fragility analysis methods for arch dams. *Earthq Eng Eng Vib*, 22(1), 173-189.
- [11] Kohrangi, M., Vamvatsikos, D., & Bazzurro, P. (2017). Site dependence and record selection schemes for building fragility and regional loss assessment. *Earthq Eng Struct Dyn*, 46(10), 1625-1643.
- [12] Skoulidou, D., & Romão, X. (2019). Uncertainty quantification of fragility and risk estimates due to seismic input variability and capacity model uncertainty. *Eng Struct*, 195, 425-437.
- [13] Macedo, L., & Castro, J.M. (2017). SeleEQ: An advanced ground motion record selection and scaling framework. *Adv Eng Softw*, 114, 32-47.
- [14] Skoulidou, D., Romão, X., & Franchin, P. (2019). How is collapse risk of RC buildings affected by the angle of seismic incidence? *Earthq Eng Struct Dyn*; 48(14):1575-1594.
- [15] Rossetto, T., & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Eng Struct*, 25(10), 1241-126.
- [16] Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthq Spectra*, 31(1), 579-599.

**ASSESSING THE SEISMIC VULNERABILITY OF HISTORICAL CITIES:  
PARAMETRIC EVALUATION OF MASONRY BUILDINGS IN THE MEXICAN  
CONTEXT**

**RAFAEL RAMIREZ EUDAVE**

PhD  
Universidade do Minho

**TIAGO MIGUEL FERREIRA**

PhD  
UWE Bristol

**ROMEU VICENTE**

PhD  
Universidade de Aveiro

**ABSTRACT**

Recent seismic events highlight the need to proactively identify vulnerable constructions. However, the diversity of typologies and materials within historical cities poses challenges in utilising standardised methodologies. Trying to contribute to tackling this issue, this paper presents an experimental workflow for conducting large-scale seismic vulnerability assessments in historical urban areas. A parametric-based vulnerability assessment methodology is applied to various Mexican historical cities to explore the model's representativeness and identify epistemic uncertainties during the data acquisition. Furthermore, the accuracy and reliability of the methodology are evaluated by comparing analytical and observed damages recorded after the 2017 earthquakes in Mexico, which were also the basis for a machine learning-assisted calibration process. This approach is aimed to contribute to the early identification of vulnerable assets by reuniting already-existing information and field inspections within a unified geographical data framework that can be calibrated upon the evidence of post-seismic scenarios.

**PALAVRAS-CHAVE:** Seismic Vulnerability; Parametric-based Models; Machine Learning; Cultural Heritage.



## 1. INTRODUCTION

The assessment of the seismic vulnerability of architectural urban heritage represents a challenging need towards safer and more resilient historical cities. One of the most recent approaches to historical cities, that of the Historic Urban Landscape [1], expresses the need to include risk as a necessary component for successfully planning the future of these urban environments.

The variability and uniqueness associated with the cultural assets are often a limitation for the design and adoption of generalised vulnerability assessment frameworks. Nevertheless, several simplified approaches have been proposed for undertaking valuable yet simplified screenings of large sets of constructions. Simplified approaches are not only meant to reduce the amount of resources needed for covering large-scale inspections but also the possibility of employing already-existing information from previous surveys, catalogues and other documents [2].

Most of these approaches resort to the parametrisation of geometrical, material and/or structural features of the constructions, not intending a detailed individualisation of each building. The knowledge related to the identification of the features that influence seismic behaviour has been built over the evidence of past seismic events, namely the identification of frequent mechanisms of collapse, sources of fragility and potential pathologies [3]. Another remarkable use of this past-events evidence is the possibility of assessing the resolution, representativeness and feasibility of implementing these approaches in specific urban environments.

Two strong seismic events hit the centre and south of Mexico in 2017. The Chiapas Earthquake ( $M_W=8.2$ ) hit the south coast of the Tehuantepec Isthmus on 7<sup>th</sup> September [4]. A few days later, on 19<sup>th</sup> September, the so-called Puebla-Morelos Earthquake ( $M_W=8.2$ ) hit the south-central region of the country, affecting mostly Mexico City and the states of Morelos, Puebla and Oaxaca [5]. Observations and damage screenings performed after these events were gathered to retrospectively assess the suitability and representativeness that a simplified parametric method for assessing the seismic vulnerability of historical constructions has in the context of Mexican historical cities. As part of this assessment, the Mexican National Catalogue of Historical Monuments [6] has been also considered, since it represents a valuable source of the pre-seismic state of a vast number of constructions in the country.

## 2. MATERIALS AND METHODS

### 2.1. The Vulnerability Index Method (VIM)

The analysis of several post-seismic scenarios in Italy led the National Group for the Defence from Earthquakes (*Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – GNDT*) to isolate a set of eleven material and geometrical parameters that seemed to influence the seismic behaviour of masonry historical constructions, favouring or preventing the activation of mechanisms of collapse [7]. Since its origin in 1994, this method has been an object of revisions, improvements and adaptations worldwide. One of the most recent versions of this approach considers a total of fourteen parameters for performing a mixed quantitative and qualitative assessment for a numerical vulnerability index that allows the prediction of a level of damage after a seismic event of a determined intensity. As shown in Table 1, each parameter is associated with four possible vulnerability classes  $C_{vi}$  from A=0 up to D=50. For a construction, these parameters are evaluated according to qualitative and quantitative criteria [8] and the vulnerability class  $C_{vi}$  describes how favourable or unfavourable the configuration is towards the seismic performance of the constructions. The relative weight  $p_i$  describes how important the parameter  $n$  in the context of the entire survey.

Table 1. List of parameters and corresponding Vulnerability Classes  $C_{vi}$  and weights  $p_i$ .

Parameters	Class ( $C_{vi}$ )				Weight ( $p_i$ )
	A	B	C	D	
<b>Group 1. Structural building system</b>					
BP1. Type of resisting system	0	5	20	50	2.50
BP2. Quality of the resisting system	0	5	20	50	2.50
BP3. Conventional strength	0	5	20	50	1.00
BP4. Maximum distance between walls	0	5	20	50	0.50
BP5. Number of floors	0	5	20	50	0.50
BP6. Location and soil conditions	0	5	20	50	0.50
<b>Group 2. Irregularities and interaction</b>					
BP7. Aggregate position and interaction	0	5	20	50	1.50
BP8. Plan configuration	0	5	20	50	0.50
BP9. Height regularity	0	5	20	50	0.50
BP10. Wall façade openings and alignment	0	5	20	50	0.50
<b>Group 3. Floor slabs and roofs</b>					
BP11. Horizontal diaphragms	0	5	20	50	0.75
BP12. Roofing system	0	5	20	50	2.00
<b>Group 4. Conservation status and other elements</b>					
BP13. Fragilities and conservation status	0	5	20	50	1.00
BP14. Non-structural elements	0	5	20	50	0.75

The sum of the fourteen  $C_{vi} \cdot p_i$  products results in a global vulnerability index  $I_{vf}^*$  (Eq. 1) that is normalised (Eq. 2) and transformed into a vulnerability value  $V$  (Eq. 3). The vulnerability value is one of the components building a damage curve as expressed in Eq. 4. The damage grade  $\mu_D = \{0:5\}$  is conceptually framed in the European Macroseismic Scale EMS-98 [9] and establishes a correspondence with the seismic intensity  $I_{EMS-98}$  and a ductility value  $Q$ . A correction for the vulnerability is given in Eq. 5 for macroseismic intensities below 7.

$$I_{vf}^* = \sum_{i=1}^{14} C_{vi} \times p_i \quad (1)$$

$$I_v = \frac{I_v^* \times 100}{750} \quad (2)$$

$$V = 0.592 + 0.0057 \times I_v \quad (3)$$

$$\mu_D = 2.5 + \left[ 3 \times \tanh\left(\frac{I_{EMS-98} + 6.25 \times V - 12.7}{Q}\right) \right] \times f(V, I); 0 \leq \mu_D \leq 5 \quad (4)$$

$$f(V, I) = \begin{cases} e^{\frac{V}{(2 \times I - 7)}} & I \leq 7 \\ 1 & I > 7 \end{cases} \quad (5)$$

Although  $\mu_D$  can adopt any value between 0 and 5, the EMS-98 approach offers a qualitative scale for classifying damages in six different damage grades  $D_k$  correspondent to numerical thresholds for  $\mu_D$ , as per Table 2.

Table 2. Correspondence between discrete damage grades and ranges of mean damage grade.

Discrete damage grades, $D_k$	Range for the mean damage grades	
	$\mu_D^-$	$\mu_D^+$
$D_0$ – No damage. No observed damage.	0.00	0.50
$D_1$ – Slight damage. Presence of very localised and hairline cracking.	0.50	1.42
$D_2$ – Moderate damage. Cracks around openings; localised detachment of wall coverings (plaster, tiles, etc.).	1.42	2.50
$D_3$ – Severe damage. Opening of large diagonal cracks; significant cracking of parapets; masonry walls may exhibit visible separation from diaphragms; generalised plaster detachment.	2.50	3.50
$D_4$ – Very severe damage. Façade walls with large areas of openings have suffered extensive cracking. Partial collapse of the façade (shear cracking, disaggregation, etc.).	3.50	4.00
$D_5$ – Destruction. Total in-plane or out-of-plane failure of the façade wall.	4.00	5.00

This last correspondence provides a base for comparing the damages observed after the 2017 Earthquake in Mexico and the analytically predicted damage based on the pre-seismic state of the constructions. This last assessment will benefit from a valuable existing database, that of the Mexican Catalogue of Historical Monuments.

## 2.2. The National Catalogue of Historical Monuments

This document, produced and updated by the Mexican National Institute for Anthropology and History, intends to systematically document the vast body of architectonic cultural heritage, as defined by the Mexican law (i.e., those constructions built between the establishment of the Vice-Royalty of New Spain and the year 1900) [10]. The model for cataloguing these assets has changed since the beginning of this work in the late 1980s, increasingly adding more features. Although this catalogue does not intend to provide very detailed geometrical, material or structural characterisations, it provides a reasonably complete base for completing the VIM survey [11].

The number of historical monuments documented and the completeness of the individual records were a basis for selecting four municipalities in the State of Morelos (those of Jojutla, Tlayacapan, Yautepec and Tepoztlán) as case studies. Altogether, 167 historical constructions were pre-screened, identified and surveyed during field surveys. The field inspections were meant to collect the information missing in the Catalogue, as well as to verify and/or correct the already-existing data. These works were performed with the support of customised Geographical Information System (GIS) databases, online cloud-based distribution and software for facilitating the digitisation of the data contained in the Catalogue [12].

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1. Data acquisition and uncertainty treatment.

The present experimental campaign consisted of three main stages:

- Digitisation of the entries of the National Catalogue of Historical Monuments into the GIS database.

- Field verification inspections to consolidate the database and survey the damage grades  $D_k$  after the 2017 Puebla-Morelos Earthquake.
- Calculation of the analytical levels of damage  $\mu_D$  according to the local seismic intensity in scale  $I_{EMS-98}$ .
- Comparison between the analytical level of damage  $\mu_D$  and the interval  $\mu_D^-: \mu_D^+$  defined for the damage grade  $D_k$ .

The field campaign revealed some difficulties in accurately assigning vulnerability classes  $C_{vi}$  under certain circumstances. For example, when features that depend on qualitative assessment are close to the threshold among two vulnerability classes. Another problematic situation appeared when access to the constructions was not granted and the observations were not completely performed. In those cases, the strategy consisted of the assignation of a grade based on the experience of the surveyor, the extrapolation of similar constructions nearby and other indirect evidence. This classification, however, was combined with the adoption of an alternative more conservative  $C_{vi,conservative}$  value, accepting a less favourable scenario. The resulting analytical level of damage was then unfolded into two values  $\mu_D$  and  $\mu_{D,conservative}$ , defining an interval.

The interval-based approach, adopted from a previous experience in the municipality of Atlixco (Puebla, Mexico) demands the assignation of a "Quality Check" value assigned by the surveyor according to the reliability of the information consigned for the parameters [8]. The four possible QC values are the following:

- QC0: High quality. Grade verified with a high level of certainty. Data is explicitly contained on the datasheets and has been verified in situ or by more than two sources (e.g., press and/or Google Maps).
- QC1: Medium quality. Deduced from secondary sources, (photographs, drawings, testimonies, etc).
- QC2: Low quality. Reasonably based on typological similarities and hypothesis based on experience.
- QC3. Absence of information. The grade is merely indicative but still better than a random decision.

A specific parameter with a QC2 classification will receive a one-step more conservative vulnerability class (i.e., from A to B, B to C or C to D), while QC3 will imply a two-level downgrade (i.e., from A to C and B to D) if possible. All the parameters with QC0, QC1 and those that cannot receive the corresponding downgrade (e.g., a parameter graded with D with a QC2) remain unchanged.

After accepting this interval-based approach, the premise for assessing if the VIM method was able to predict the level of damage or not became the following: if both intervals  $\mu_D^-: \mu_D^+$  and  $\mu_D: \mu_{D,conservative}$  were at least minimally overlapped, the hypothesis of representativeness of the model can not be rejected. Departing from this premise, more than 90% of the examples resulted in an effective overlapping, as per Table 3.

Table 3. Summary of observations in which overlapping was verified, per Municipality.

Municipality	Overlap	No overlap	Ratio
Jojutla	50	5	90.91%
Tepoztlán	34	3	91.89%
Tlayacapan	32	1	96.97%
Yautepec	40	2	95.24%
Total	156	11	93.41%

Another relevant aspect for contextualising these results is the assessment of the overall distribution of the QC values throughout the parameters. As illustrated in Fig. 1, some parameters presented more difficulties for assigning classes than others. Parameter BP6

(Location and Soil Conditions), for example, represented a challenge given the lack of accurate information about the type of foundations that many constructions (more frequently in more rural environments) have. The conventional strength (BP3) and horizontal diaphragms (BP11) have similar distributions of uncertainty. This situation is closely related with the lack of access to certain buildings and, therefore, the impossibility for accurately assessing the connections and interactions between vertical and horizontal elements.

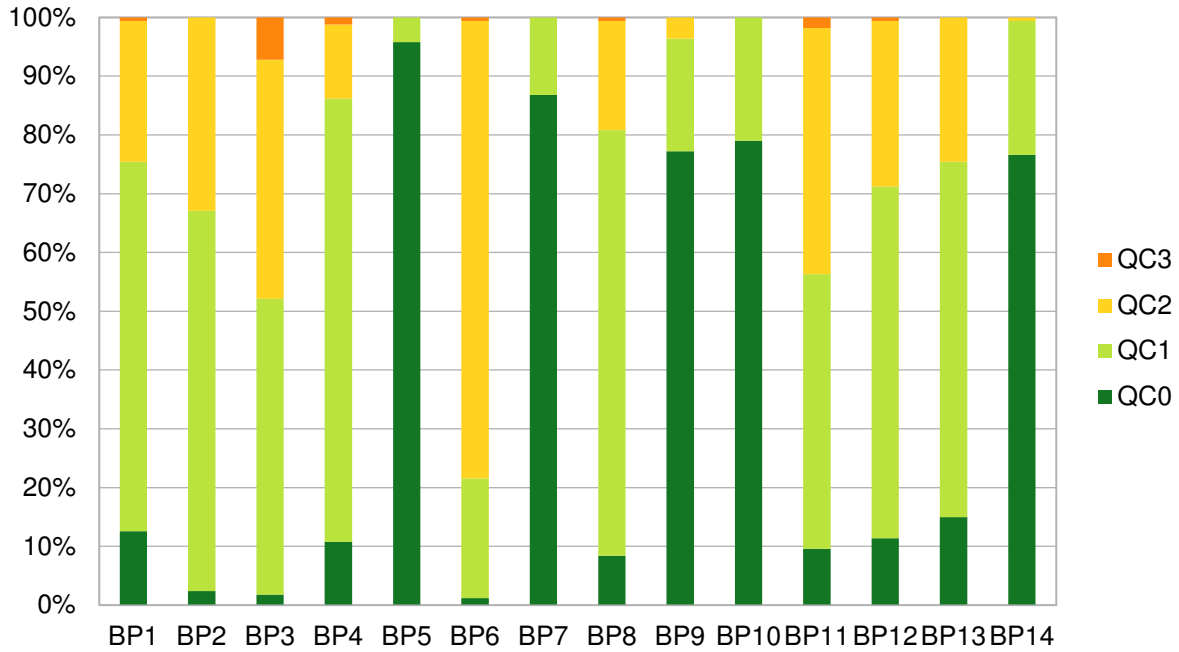


Fig. 1 - QC distribution per parameter.

Despite the surveyor did not have access to all constructions, it is worth emphasising that the presence of a simplified floor plan in the National Catalogue of Historical Monuments model was key for achieving satisfactory levels of accuracy for certain parameters, such as BP8 (Plan Configuration). This aspect remarks the relevance of the combined use of this document and field inspections.

### 3.2. Machine-Learning supported calibration

The use of Artificial Intelligence tools for revealing the mechanisms between any kind of phenomena is continuously increasing. The experiment herein reported offered the opportunity to train a Machine-Learning algorithm so it could find more representative causal relations between the VIM parameters and the outcomes (i.e., levels of damage).

In general, what the Machine-Learning algorithm is usually expected to do is very similar to what has been already done for obtaining the VIM model (the survey based on the fourteen parameters): the analysis of a large amount of raw data for finding which features are relevant for conditioning a given result. In this context, however, the selection of the relevant features has already been performed by employing expert decisions in numerous scenarios [13]. Therefore, the implementation of the Machine-Learning algorithm will be focused on revealing if the distribution of the parameter's relative weights  $p_i$  can be optimised, improving the accuracy of the vulnerability function. Since there are small differences among the local seismic intensities  $I_{EMS-98}$  for each municipality, this variable was considered as an additional feature during the Machine-Learning training process.

Since both the parameters and the levels of damage  $D_k$  represent classifications more than continuous values, the algorithm was selected among those suitable for modelling classification problems. The nature of the data herein used led to decide the use of the Random Forest Classifier algorithm. This approach assembles a set of decision trees (the “forest”) individually designed upon a small random fraction of the data. When new incomes are shown to this algorithm, each tree proposes an outcome based on its partial training and the overall result is the most favoured by the entire forest [14].

Before proceeding with the training of the model, 20% of the data was reserved to test the accuracy of the algorithm’s predictions. This percentage depends on the type of data and algorithm but usually is in the range of 15-20% [15]. Once the algorithm has been trained, the incomes of the reserved fraction of data are presented (i.e., the sets of VIM models constituted by the fourteen parameters each). The algorithm then predicts the outcome that corresponds to that income, classifying the sample in one of the possible levels of damage  $D_k$ . The implementation of the algorithm reached precisions in the range of 88-92% (i.e., between 88 and 92% of successful predictions) with a noticeable diminution of accuracy when predicting levels of damage  $D_k \leq 4$ , most probably because of the relatively small amount of samples available (and the lack of appropriate training for recognising these samples). Nevertheless, the weight distribution significantly differs from the VIM proposal, as per Table 4.

Table 4. Comparison between the VIM weights per parameter and those proposed by the RFC algorithm after training.

Parameters	VIM Original weight ( $p_i$ )	Algorithm Feature Importance
MMI. Seismic intensity in $I_{EMS-98}$ scale	-	6.10%
BP1. Type of resisting system	16.67%	1.34%
BP2. Quality of the resisting system	16.67%	12.52%
BP3. Conventional strength	6.67%	7.91%
BP4. Maximum distance between walls	3.33%	8.99%
BP5. Number of floors	3.33%	2.59%
BP6. Location and soil conditions	3.33%	5.66%
BP7. Aggregate position and interaction	10.00%	7.51%
BP8. Plan configuration	3.33%	10.47%
BP9. Height regularity	3.33%	6.46%
BP10. Wall façade openings and alignment	3.33%	1.15%
BP11. Horizontal diaphragms	4.91%	8.82%
BP12. Roofing system	13.09%	1.55%
BP13. Fragilities and conservation status	6.86%	11.91%
BP14. Non-structural elements	5.14%	7.01%

This behaviour should be interpreted as a limitation imposed by the typological homogeneity of the sample. Given that the algorithms do not make any assumption of the physical meaning of the parameters, they may underestimate those parameters that present a relatively low variability. What is seen in the Algorithm’s Feature Importance is a reflection of which parameters present a relatively larger diversity (BP2, BP8, BP13). This behaviour indicates that the model obtained utilising the Machine-Learning algorithm may be useful for predicting the outcome when assessing buildings typologically similar to those used for its training, but it may fail at assessing “outliers”.

Despite this may intrinsically seem as a disadvantage it also opens the possibility of generating tailored calibrations of the VIM survey for assessing specific types of constructions or building environments. Moreover, it may be found useful for highlighting potentially vulnerable elements in cases in which the typological variety may result in very similar VIM-based vulnerability values.

#### 4. CONCLUSIONS

The assessment of the seismic vulnerability of historical constructions is a challenging but necessary activity for achieving safer and more resilient cities. Although historical constructions often require tailored and detailed analyses to characterise their seismic behaviour, simplified (and often parametric) approaches could facilitate the early identification of the most vulnerable assets.

The experience herein presented demonstrated the feasibility and pertinence of employing the VIM for assessing constructions in Historic Urban Landscapes of the state of Morelos, Mexico. The VIM approach considers a survey model for classifying a total of fourteen parameters within four different vulnerability classes that can be used for predicting a mean level of damage given a certain seismic intensity.

Despite the data acquisition process was constrained by limitations to perform detailed inspections in situ, the implementation of a systematised description of the relative uncertainty permitted the prediction of levels of damage as a plausible interval between the *a priori* data and a more conservative scenario. This exercise revealed that the intervals for the predicted levels of damage were compatible with the observations performed in the post-seismic scenario of the September 2017 Earthquakes in Mexico.

The feasibility of improving the VIM model employing Machine-Learning algorithms was tested. The training of a Random Forest Classifier algorithm allowed the obtention of a calibrated model that was able to successfully predict ca. 90% of the outcomes. Nevertheless, the analysis of the feature's importance reflects that this model is strongly constrained by the typological variety throughout the sample. Even if this evidence the impossibility of extrapolating the calibrated model to other typologies and/or construction environments, it may become a feasible strategy for achieving more fitted models for a given typology when the data from past seismic events is available.

#### 5. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020. This research was funded by the Portuguese Foundation for Science and Technology (FCT) through grant number PD/BD/150385/2019. The field campaigns in the State of Morelos were financed by the Instituto de Ingeniería – Universidad Nacional Autónoma de México (Institute of Engineering – National Autonomous University of Mexico) through the project R562.

#### 6. BIBLIOGRAPHY

- [1] UNESCO, "The HUL Guidebook: Managing Heritage in Dynamic and Continually Changing Urban Environments," *15th World Conf. Leag. Hist. Cities*, no. June, p. 59, 2016.
- [2] T. M. Ferreira and R. Ramírez Eudave, "Assessing and Managing Risk in Historic Urban Areas: Current Trends and Future Research Directions," *Front. Earth Sci.*, vol. 10, no. March, pp. 1–17, 2022, doi: 10.3389/feart.2022.847959.

- [3] P. Roca, M. Cervera, G. Gariup, and L. Pela, “Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches,” *Arch. Comput. Methods Eng.*, vol. 17, no. 3, pp. 299–325, Sep. 2010, doi: 10.1007/s11831-010-9046-1.
- [4] Y. Alberto, M. Otsubo, H. Kyokawa, T. Kiyota, and I. Towhata, “Reconnaissance of the 2017 Puebla, Mexico earthquake,” *Soils Found.*, vol. 58, no. 5, pp. 1073–1092, Oct. 2018, doi: 10.1016/j.sandf.2018.06.007.
- [5] V. J. Sahakian, D. Melgar, L. Quintanar, L. Ramírez-Guzmán, X. Pérez-Campos, and A. Baltay, “Ground Motions from the 7 and 19 September 2017 Tehuantepec and Puebla-Morelos, Mexico, Earthquakes,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 108, no. 6, pp. 3300–3312, Oct. 2018, doi: 10.1785/0120180108.
- [6] INAH, “Catálogo Nacional de Monumentos Históricos Inmuebles,” *Centro de Documentación de la CNMH*, 2019. <https://catalogonacionalmhi.inah.gob.mx/consultaPublica> (accessed Oct. 27, 2020).
- [7] Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti—GNDT, “Scheda di esposizione e vulnerabilità e di rilevamento danni di primo e secondo livello (murata e cemento armato). Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Rome,” Rome, Italy, 1994.
- [8] R. Ramírez Eudave, T. M. Ferreira, and R. Vicente, “Parameter-based seismic vulnerability assessment of Mexican historical buildings: Insights, suitability, and uncertainty treatment,” *Int. J. Disaster Risk Reduct.*, vol. 74, p. 102909, Mar. 2022, doi: 10.1016/j.ijdr.2022.102909.
- [9] Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, “European Macroseismic Scale 1998,” *Cah. du Cent. Eur. Géodynamique Séismologie*, vol. 15, p. 99, 1998, doi: <https://doi.org/10.2312/EMS-98.full.en>.
- [10] Cámara de Diputados, *Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas*. México: Diario Oficial de la Federación, 2012, pp. 1–15.
- [11] R. Ramírez Eudave and T. M. Ferreira, “On the potential of using the Mexican National Catalogue of Historical Monuments for assessing the seismic vulnerability of existing buildings: a proof-of-concept study,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 19, no. 12, pp. 4945–4978, Sep. 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01154-5.
- [12] R. Ramírez Eudave, D. Rodrigues, T. M. Ferreira, and R. Vicente, “Implementing Open-Source Information Systems for Assessing and Managing the Seismic Vulnerability of Historical Constructions,” *Buildings*, vol. 13, no. 2, p. 540, Feb. 2023, doi: 10.3390/buildings13020540.
- [13] I. Guyon and A. Elisseeff, “An Introduction to Feature Extraction,” in *Feature Extraction*, vol. 207, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2006, pp. 1–25.
- [14] F. Pedregosa *et al.*, “Scikit-learn: Machine Learning in Python,” *J. Mach. Learn. Res.*, vol. 12, pp. 2825–2830, Jan. 2012.
- [15] T. M. Oshiro, P. S. Perez, and J. A. Baranauskas, “How Many Trees in a Random Forest?,” 2012, pp. 154–168.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **COMPREHENSIVE MULTI-RISK ASSESSMENT FOR THE LISBON METROPOLITAN AREA**

**GLENDAS MASCHERI**  
PhD Student  
Universidade do Minho

**NICOLA CHIEFFO**  
Post-Doctoral Researcher  
Universidade do Minho

**XAVIER ROMÃO**  
Assistant Professor  
FEUP

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
Universidade do Minho

### **ABSTRACT**

The significance of dealing with multiple risks has become increasingly clear given the rising frequency of disasters caused by natural and man-made hazards impacting metropolitan areas. The current study focuses on an urban structural compound within the Lisbon Metropolitan Area (LMA) and the primary goal is to evaluate the vulnerability and risk associated with both earthquakes and flooding, respectively. It includes multi-vulnerability models that are adapted to specific threats, taking into consideration elements like water depth and earthquake damage. Subsequently, the study involves the development of typological fragility curves and explores the correlation between seismic and rainfall-induced damages. The main outcomes of this research provide an opportunity to enhance emergency preparedness by fostering increased collaboration among rescue organizations and government agencies involved in disaster management. Furthermore, the research highlights the limitations of the proposed approach and provides important insights for future developments regarding the interdependence of the considered hazards.

**KEY-WORDS:** Multi-risk assessment, Earthquake vulnerability, Flood vulnerability, Fragility curves, Loss estimation.

## 1. INTRODUCTION

Disasters have risen in importance in recent decades since they represent severe concerns all over the world, leading to an increase not just in monetary losses, but also in service interruption and mortality. These disasters are expected to become more frequent and severe in the next decades, due to factors such as climate change, growth in population, uncontrolled urbanisation, and inadequate governance at all levels [1], [2]. To provide some context, [3] reported that, between 1985 and 2014, disasters increased yearly economic losses from \$14 billion to more than \$140 billion. The same document reported that throughout the decade 2005-2015, weather-related events caused the highest economic loss, with floods accounting for 30.5% of total losses, followed by multi-hazard catastrophes (14.4%) and earthquakes (12.5%), indicating that earthquakes and floods are two hazards that must be addressed. The term risk can be defined as “*the combination of the probability of an event and its negative consequences*” [4] and it can normally be evaluated as a convolution of hazard (H), vulnerability (V) and exposure (E) [5]. However, it has been recognised by several authors [1], [6]–[9] that, when a site is frequently struck by multiple hazards, an effective disaster risk reduction may be achieved if all threats are evaluated jointly, giving rise to a multi-hazard perspective. The interest in multi-hazard began with the Agenda 21 Conference in Rio de Janeiro [10] and the Johannesburg Declaration of Sustainable Development [11], which started to highlight the importance of a comprehensive multi-hazard approach aimed at risk reduction that includes vulnerability and risk assessment, as well as all phases of disaster management, including prevention, mitigation, preparedness, response, and recovery, as depicted in [7]. Later on, these concepts were reaffirmed in the Hyogo Framework for Action, HFA [12], and in the UN Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015-2030 [13]. However, risk awareness and risk assessment are critical not only for preventing losses and protecting ecosystems and human lives but also for preserving historical city centres. Indeed, city centres must be protected given their blend of tangible and intangible values: their economic worth, but also for the historical importance, social identity, and immaterial significance to communities [2], [14]. While there are multiple methods for measuring vulnerability and risk due to the importance of risk mitigation, only a few examine multiple hazards at the same time, and even less address the specific issues of historical centres [2], [6], [15]. Addressing this multi-hazard problem and developing the necessary metrics to estimate vulnerability and losses involves several technical and financial challenges. Furthermore, there are additional issues related to the interrelationships generated by the spatial and temporal overlap of distinct hazards that will alter the global level of risk. Hence, the multi-hazard effects are likely to differ from the sum of the single-hazard impacts. All of these issues are amplified in old city centres, where the complexity of the physical environment accentuates the challenges to achieve their preservation [1], [2], [6], [16]. Given the difficulty of the topic, several literature studies on multi-hazard approaches have attempted to clarify the general framework of the multi-hazard context [1], [6], [8], [15], [16]. Following the subdivision made by [6], existing methods can be grouped into multi-hazard analysis, vulnerability to multiple hazards analysis, and multi-hazard risk analyses. In multi-hazard analysis, the likelihood of several hazards occurring is estimated [17], [18]. As seen in [19], and [20], the vulnerability to multiple hazards is calculated taking into account that one hazard can change the vulnerability for the subsequent one or that the same vulnerability characteristics can contribute differently to different hazards. The multi-hazard risk analysis is a combination of the two preceding processes [5], [21].

In light of these considerations, the goal of the current study is to develop a comprehensive multi-risk assessment method that is particularly designed for historical centres. Specifically, the case study will assess the vulnerability and risk of typical unreinforced masonry structures (URM) to floods and earthquakes in a neighbourhood of Lisbon that has already experienced these types of events [22], [23]. The exposure model was developed using remote sensing methods and then integrated into the GIS

environment. Seismic and flood vulnerability were evaluated using the Risk-UE approach and existing flood state-damage curves, respectively.

Next, damage scenarios for different return periods were simulated to provide a global overview of the assets exposed to risk. Finally, a comprehensive multi-risk assessment was carried out, which included an evaluation of the building's economic losses. This method provides a comprehensive view of evaluating the global economic impact induced by the above-introduced hazards on the case study building stock.

## 2. CASE STUDY AREA

As previously mentioned the case study focused on a specific neighbourhood of Lisbon, notably the downtown area. Lisbon, the capital of Portugal, is situated in the country's southernmost region along the north bank of the Tagus River estuary. The Lisbon downtown, namely *Baixa Pombalina*, is a riverfront neighbourhood that has historical relevance in the city's disaster history. To this day, it is a tourist attraction where tourists can learn about the cultural identity and history of the city [24], and it has been subjected to a historical preservation plan known as *Plano de Pormenor de Salvaguarda da Baixa Pombalina* (PPSBP) since 2011, as depicted in [25]. The focus of the case study (Fig. 1), is an area enclosed by the *Rua Nova do Almada* (West), *Praça Dom Pedro IV* and *Praça da Figueira* (North), *Rua da Madalena* (East) and *Praça do Comércio* (South).



Fig. 1 – Case study area. Adapted from [26].

This area holds particular historic significance due to its association with the "Great Lisbon earthquake" that occurred on November 1st, 1755. This devastating earthquake led to the area's destruction, which was further exacerbated by the subsequent tsunami and urban fires. In the aftermath of this tragedy, the Marquis of Pombal took charge of the area's reconstruction. Notably, this reconstruction introduced the distinctive "Pombalino" architectural style, characterized by its emphasis on sturdiness, uniformity, and regularity, all designed to enhance seismic resilience [23], [25]. The structural configuration of buildings in the Pombalino style included the so-called "Gaiola Pombalina", which can be described as a structure made up of a series of internal walls called "frontal" walls that have a three-dimensional timber structure forming a triangular geometry filled with poor quality masonry and are connected to the orthogonal walls by vertical studs in the corners. Typically, the façades and walls between two consecutive buildings are constructed using ordinary stone masonry. The structure, along with the timber flooring, ensures the bracing of the outside stone masonry walls and the resistance to forces in any direction [23], [25], [27]. The aforementioned area is made up of 393 ordinary buildings organized in aggregates. The analysed buildings sample in the area are unreinforced masonry structures (URM) erected in the "Pombalino" style (82%),

with several others (18%) in reinforced concrete (RC) as a consequence of interventions throughout the years. According to [25], the occupancy of these buildings is mostly mixed, with commercial activity on the ground floor and residential uses on the higher floors.

### 3. EXPOSURE MODEL

The exposure is defined as "*people, property, systems, or other elements present in hazard zones that are thereby subject to potential losses*" [4]. Exposure, together with the vulnerability, and capability of the exposed assets must be integrated to evaluate risks associated with a given hazard in the area of interest [28]. People, properties, economic activities, and private and public services are all examples of assets exposed to risk and they can all be affected directly or indirectly by a catastrophic occurrence in a particular location [29]. Building exposure is often characterized by its location and monetary value [2], and it is one of the most important spatial data layers to be employed for risk assessment [29]. When analysing risk, all assets that are potentially exposed to hazards must be identified, categorised, and organized in a georeferenced inventory that contains all their relevant attributes. In the current study, the exposure model was considered by gathering data about the investigated buildings that were subsequently used to develop a complete inventory in the QGIS environment [30]. The statistical distribution of the main building attributes, i.e. building typology, number of floors and physical condition, is reported in Fig. 2.

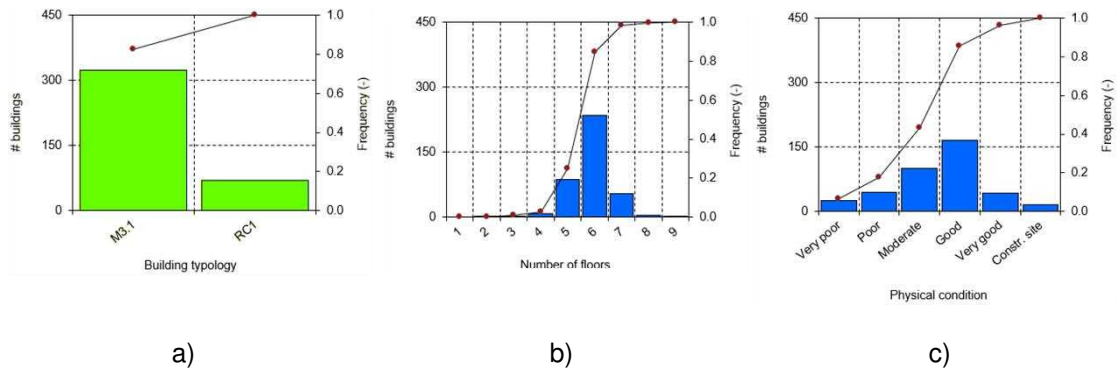


Fig. 2 – Spatial distribution of main attributes for the study area: a) building typology; b) number of floors; c) physical condition.

Figure 2 illustrates that 82% of the building samples are URM, while 18% are made of RC. These buildings are from 2 to 9 floors in height, with a majority (96%, i.e. 376 buildings) having 5 to 7 floors. Concerning the physical condition, 53% of the sample is classified as good or very good, while a considerable percentage (42%) is in a moderate to very poor condition. In terms of aggregate location, which normally consists of an average of 8 buildings per aggregate, the intermediate category has the biggest proportion (58%), followed by the corner (37%), and a lower fraction of buildings categorised as head (5%). Regarding the monetary exposure of the buildings, it was calculated using the market values available at [31], which were 5200 €/m<sup>2</sup> for commercial areas and 3788 €/m<sup>2</sup> for residential areas. The following equation is then used to compute the monetary exposure of each building ( $E_i$ ), where term  $A_j$  is the floor area, term  $V_{m,j}$  is the market value, and term  $n_j$  is the number of floors:

$$E_i = \sum_{j=1}^n V_{m,j} \cdot A_j \cdot n_j \quad (1)$$

## 4. HAZARD MODEL

A hazard is “*a process, phenomenon or human activity that may cause loss of life, injury or other health impacts, property damage, social and economic disruption or environmental degradation*” [28]. Hazard models need to represent hazards using a measure of their intensity.

For earthquakes, seismic intensity can be described in various ways, with the most common metrics being macroseismic intensity or Peak Ground Acceleration (PGA) [32]. In the case of floods, the intensity measure is generally defined by adopting the water depth and the inundation extent that may be achieved during the flood event [2]. Therefore, in the current work, the seismic scenario was simulated using macroseismic intensity as the intensity measure. Concerning the flood scenario, it involved analysing the spatial extent of inundation and the corresponding water depths resulting from heavy rainfall-induced flood events.

### 4.1. Seismic hazard

Portugal has a moderate to high seismic hazard and has undergone high-intensity seismic activity throughout its history, resulting in the loss of many lives and buildings [23], [27]. Specifically, the city of Lisbon has experienced several devastating events due to its position on the border between the Eurasian and African plates, including the earthquake on 26th January 1531 (estimated magnitude  $6.0 < M_w < 6.6$ ); the Benavente earthquake (1909), with an estimated magnitude  $M_w$  of 6.0; and the Algarve earthquake in 1969, an offshore earthquake with a magnitude  $M_w$  of 7.8 [23], [33], [34]. However, the most significant earthquake in Portugal was “The Great Lisbon Earthquake” in 1755 with an estimated magnitude of roughly 8.5 on the Richter scale, followed by the subsequent tsunami and fire events. In Lisbon, this event damaged around 85% of the structures, causing the loss of 30,000 to 40,000 lives [23]. The seismic hazard characterization of the city of Lisbon in the current study was based on the results of other seismic hazard studies. In particular, [35] defined a mean hazard map for Portugal with PGA in rock for a 10% exceedance probability in 50 years (i.e. return period of 475 years) ranging from 0.05g to 0.20g, with the highest PGA in the Lisbon and Algarve regions. Therefore a PGA of 0.20g for a return period of 475 years was chosen for Lisbon, and then all the associated PGA for other return periods (i.e. 5, 10, 20, 50, 100 years) were calculated through correlation equations reported in [36].

### 4.2. Flood hazard

In terms of flood hazard, the country has already seen some significant flood occurrences, such as those in November 1967, November 1983, and February 2008 [22], [37]–[39]. All of these events set a daily rainfall record that substantially surpassed the corresponding normal monthly averages. These occurrences had several severe consequences, including urban flooding and landslides, which resulted in significant socioeconomic losses, loss of life, as well as disruption of many road and train connections [22], [37]–[39]. Using a proper pluvial flood model generated with the HEC-RAS software [40], flood depth maps for different return periods (2, 5, 10, 20, 50, 100, and 500 years) have been simulated for the area under study. The hydrological model was formulated using a digital elevation model (DEM) integrated with the STRM (Shuttle Radar Topography Mission) in QGIS [30], along with observed rainfall data for Lisbon [41]. The data acquired was used to generate the IDF curves (intensity-duration-frequency) for Lisbon, which served as a basis for calculating hydrographs according to the Soil Conservation Service-Curve Number (SCS-CN) method [42]. The hydrographs were then used as boundary conditions for the HEC-RAS rainfall model.

## 5. VULNERABILITY MODEL

Vulnerability can be defined as a measure of the consequences caused by a specific hazard. Vulnerability is often represented as a percentage of loss (ranging from 0 to 1) of a specific element at risk, [29]. Since the two hazards have independent metric systems, two separate approaches were used to compute the percentage of losses for seismic and flood vulnerability [2].

### 5.1. Seismic vulnerability

The seismic vulnerability of buildings was modelled using the index-based methodology proposed in the Risk-UE project [43]. In this methodology, a building typology is assigned to each building, starting from the Building Typology Matrix (BTM) proposed by the project, and the corresponding vulnerability index  $\bar{V}_I$  is then calculated through the following equation:

$$\bar{V}_I = V_I^* + \Delta V_R + \Delta V_m \quad (2)$$

where  $V_I^*$  is the most probable value of the vulnerability index associated with the macroseismic building class;  $\Delta V_R$  is the regional vulnerability factor i.e. a measure of how susceptible a region is to damage from a natural hazard. Specifically, the regional vulnerability factor  $\Delta V_R$  considers the specific quality of certain building types at the regional level so, the vulnerability index is then adapted based on expert judgement or based on the observed vulnerability. Concerning,  $\Delta V_m$  is intended as the sum of behaviour modifiers that alter the vulnerability index taking into account specific characteristics of the analysed building, i.e. the plan regularity, type of foundations, state of preservation and so on. All of these modifiers depend on the attributes of the structure as provided in [43]. Based on the features of Pombalino structures, the 324 Pombalino URM buildings were examined and assigned an M3.1 BTM class (i.e. wooden slabs URM with  $V_{I,BTM}^* = 0.74$ ) as reported in Table 1.

Table 1- M3.1 building vulnerability index from [43].

Category (BTM)	$V_{I,BTM}^{\min}$	$V_{I,BTM}$	$V_{I,BTM}^*$	$V_{I,BTM}^+$	$V_{I,BTM}^{\max}$
M3.1	0.46	0.65	0.74	0.83	1.02

After identifying the vulnerability index  $\bar{V}_I$ , the mean damage grade ( $\mu_D$ ) was estimated using a semi-empirical formulation that relates the expected mean damage, to the macroseismic intensity ( $I$ ), as proposed by [44]. To gain insight into the expected consequences of the given scenario, 6 damage thresholds ( $D_k = 0, 1, 2, \dots, 5$ ) were chosen according to the EMS-98 damage scale [45]. The letter  $k$  represents the damage threshold, which ranges from 0 to 5: D0 (no damage); D1 (negligible damage); D2 (moderate damage); D3 (substantial damage); D4 (near collapse); D5 (collapse). Based on these assumptions, the probabilistic evaluation may be calculated in terms of both damage distributions and fragility curves. Consequently, to represent the damage scenario related to the building typology under consideration, a beta distribution function,  $p_b(x)$ , may be used, as suggested in [43]:

$$p_b(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(t-r)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} (b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}}, \quad a \leq x \leq b \quad (3)$$

where it is assumed that  $a=0$ ;  $b=6$ ;  $t=8$  and  $r = t (0.007\mu_D^3 - 0.052\mu_D^2 + 0.2875\mu_D)$ . The discrete damage distribution was then calculated as follows:

$$p_k = P_\beta(k + 1) - P_\beta(k) \tag{4}$$

The typological fragility curves (see Fig. 3) were obtained directly from the cumulative probability beta distribution as follows:

$$P(D \geq D_k) = 1 - P_\beta(k) \tag{5}$$

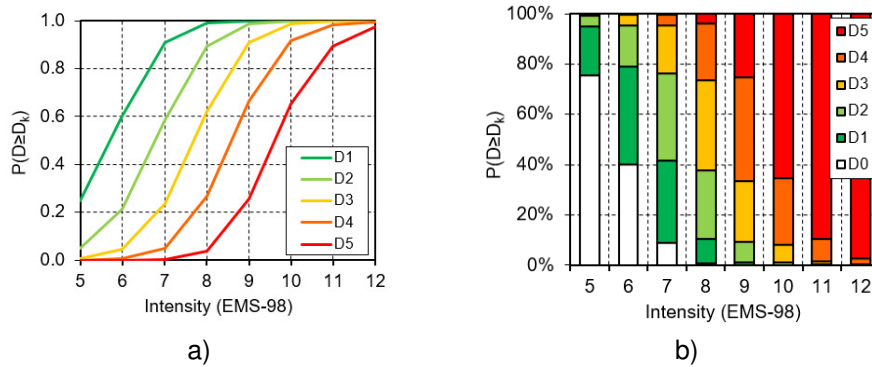


Fig. 3 – Vulnerability estimation: a) Fragility curves for M3.1 typology and b) corresponding discrete damage distribution.

## 5.2. Flood vulnerability

The proposed study adopted the stage-damage curves reported by [46] which allowed to assess the damage by classifying the structures with or without a basement and with two or fewer floors and three or more floors. Furthermore, according to [2], it was assumed that for a water level less than 0.25m, no damage is experienced by the buildings. Indeed, due to the variable ground elevations in the area, 0.25m represents the average height of the building's entry door above the road level. Thus, as an indicative example a worst-case scenario, i.e. 500-year, for the Baixa Pombalina are shown in Fig. 4.

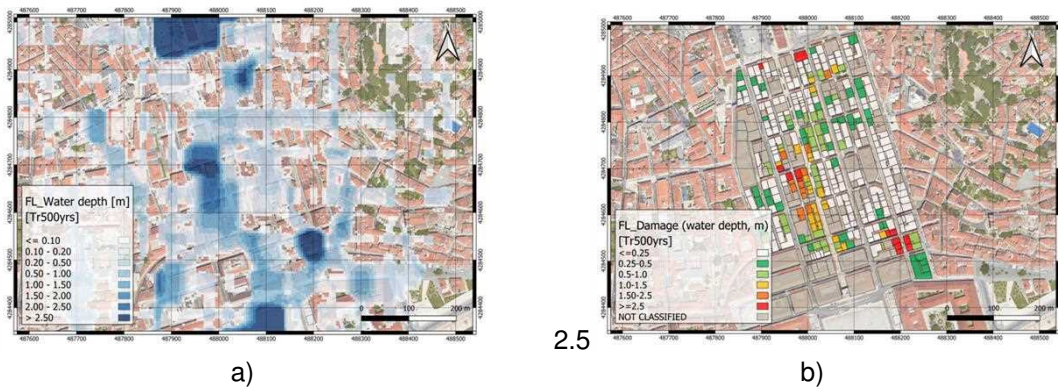


Fig. 4 – Flood vulnerability estimation for a return period of 500 years: a) Water depth; b) Flood damage.

It is worth noting that water levels rising beyond 2.5 meters can be attributed to the simulated rainfall flooding. These floods are triggered by heavy rainfall, causing a gradual increase in the gradient of water levels based on the area's topography. This phenomenon continues until buildings are inundated.



## 6. MULTI-RISK MODEL

The multi-risk assessment was carried out with the two hazards considered independent (i.e. with no interactions). As a result, the entire risk may be considered as the sum of earthquake and flood losses, which might represent the condition where two separate events occur within a short period [21]. The total seismic building losses were determined by multiplying the monetary exposure by the damage levels reached by the structures in the simulated scenario. The monetary exposure ( $E_i$ ) is equivalent to the value derived by equation (1) (refer to Section 3), whereas the damage level ( $D_i= 1, 2, \dots, 5$ ) indicates the extent of losses ( $D\%$ ) experienced by the building as provided by [47] and reported in Table 2.

Table 2- Earthquake building losses depicted according to [47].

Damage level ( $D_k$ )	% Cost of Replacement
D0	0%
D1	1%
D2	20%
D3	40%
D4	80%
D5	100%

Consequently, the global losses represent a smaller percentage of the total reconstruction cost, estimated to be equivalent to the market value due to a lack of available data. The calculation of total flood building losses involved multiplying the monetary exposure ( $E_i$ ) by the physical damage derived from the stage-damage curves ( $D\%$ ) [46] as reported in Figure 5.

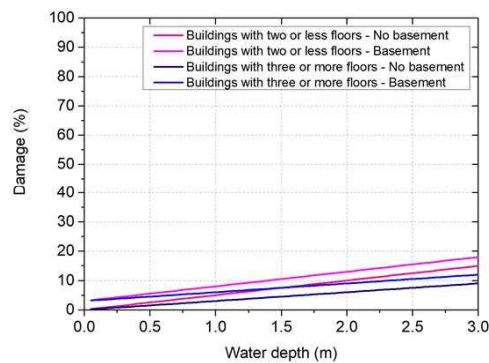


Fig. 5 – Stage-damage curves adopted from [46].

The Loss Exceedance Curves (see Fig. 6) relate expected losses to the corresponding mean annual frequency of exceedance of a given hazard (Fig. 6a) and the return period (Fig. 6b), through the following formulation [21]:

$$v(p) = \sum_{i=1}^{\text{Events}} \Pr(P > p | \text{Event}_i) \cdot F_A(\text{Event}_i) \quad (6)$$

where  $v(p)$  is the exceedance rate of loss,  $p$ ;  $F_A(\text{Event}_i)$  is the annual frequency of occurrence of the  $\text{Event}_i$ ; and  $\Pr(P > p | \text{Event}_i)$  is the probability of the loss to be greater than or equal to  $p$ , conditioned by the occurrence of  $\text{Event}_i$ .

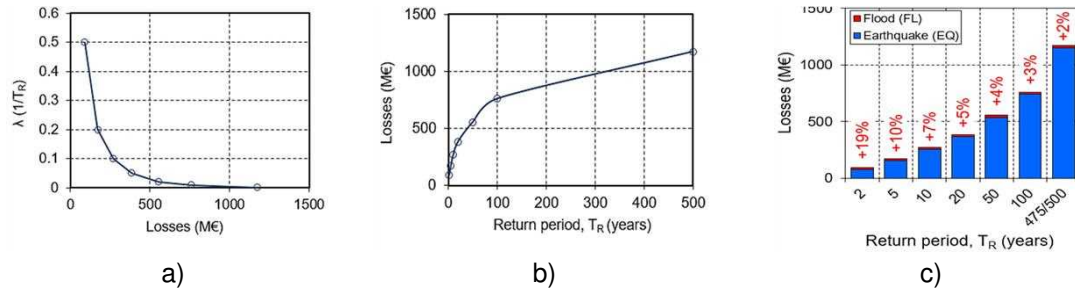


Fig. 6 – Multi-hazard curves: a) Loss-Annual exceedance; b) Loss-Return periods and c) dependency damage increment induced by floods.

The multi-hazard curve, as illustrated in Figure 6b, implies that larger return periods result in higher building losses. For example, for a 500-year scenario, building losses are around 1150 M€ for earthquakes and 21 M€ for floods, but for a 2-year return period, earthquake losses are approximately 76 M€ and flood losses are 14 M€. Subsequently, Figure 6c depicts the correlation of how the flood damage contributes to the increase of corresponding seismic damage. This analysis illustrates the extent to which flood-related losses increase earthquake losses for different return periods. In cases where both hazards occur nearby, flood losses enhance seismic losses by approximately 7%-20% for return periods of 2, 5, and 10 years. However, for longer return periods (20, 50, 100, 475/500 years), the increment is around 2%-5%. These data are essential for a comprehensive assessment of potential losses due to the hazards under consideration, providing valuable insights to better understand strategies for risk reduction.

## 7. CONCLUSION

This research introduces a multi-risk model for Lisbon, considering the vulnerabilities posed by both seismic and rainfall-induced flood hazards. Much like numerous urban areas globally, Lisbon has encountered various perils that jeopardize its inhabitants, infrastructure, and economic well-being. This particular study concentrates on evaluating typical unreinforced masonry (URM) structures situated within a specific area known as Baixa Pombalina. The ensuing section outlines the key findings derived from this study:

- The exposure model, utilising remote sensing and GIS data, provides crucial information about the characteristics of the surveyed buildings. Notably, it reveals that 82% of these buildings are of the Pombalino type, while 18% are constructed with reinforced concrete. The majority, accounting for 96% of the sample, consist of buildings with 5-7 floors. In terms of condition, 53% are in good or very good condition, while 42% are in moderate to very poor condition. These buildings have different positions, with 58% in intermediate positions, 37% in corner locations, and 5% at head positions.
- The outcomes obtained through the Risk-UE method indicate that 75% of URM buildings possess a vulnerability index ( $V_i$ ) exceeding 0.8 (very high vulnerability). Meanwhile, 25% of these buildings exhibit  $V_i$  values falling within the range of 0.6 to 0.8, signifying a high vulnerability. For a return period of 475 years, the damage distribution is as follows: 38% of buildings are classified as D3 (with damage levels between 2 and 3), 57% fall into the D4 category (damage levels ranging from 3 to 4), and the remaining 5% are categorized as D5 (with damage levels between 4 and 5);
- Regarding the flood scenario, vulnerability assessment relied on stage-damage curves sourced from existing literature. In the context of a 500-year return period, it was found that 61% of unreinforced masonry (URM) buildings experienced water depths below 0.25 meters, while only 4% encountered depths exceeding 2.50 meters;
- For a 475/500-year return period, the estimated seismic building losses were approximately €1150 million and €21 million the flood losses. The higher earthquake losses can be attributed to a larger proportion of structural damage compared to the

damage that floods normally generate, which is, in mostly, related to contents. Future research could explore this further by considering content damage. Regarding the increase in damage, it's noteworthy that flood events boost seismic losses by approximately 7%-20% for return periods ranging from 2 to 10 years, while the increase is notably lower (2%-5%) for longer return periods (ranging from 20 to 500 years).

The methodology herein proposed offers a well-structured framework for prioritizing future risk reduction efforts in urban areas to effectively confront potential threats. This methodology brings several advantages, including improved decision-making processes, the targeted allocation of resources to reduce specific risks and the reinforcement of community preparedness and resilience. Ultimately, the adoption of this methodology plays an important role in minimizing the potential impacts of future risks, while simultaneously fostering sustainable and resilient urban development. However, it is essential to point out the limitations of the study, notably the absence of a model addressing interactions among the examined hazards. The presented data should be considered as an initial phase, with the potential for a more comprehensive risk analysis in the future. An enhancement could involve integrating a multi-criteria analysis to manage probabilistic dependencies among hazards and assess their combined impacts. Moreover, in the absence of information on reconstruction costs in the study area, the conducted analysis, while conservative, takes into account the reduction in the market value of assets exposed to risk due to the impact of the two considered hazards.

## 8. ACKNOWLEDGEMENT

This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020, and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. The third author would also like to thank the financial support of the Base Funding - UIDB/04708/2020 of CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, funded by national funds through FCT/MCTES (PIDDAC).

## 9. REFERENCES

- [1] Julià, P. B. and Ferreira, T. M. (2021) From single-to multi-hazard vulnerability and risk in Historic Urban Areas: A literature review. *Natural Hazards*, **108**(1), 93–128. <https://doi.org/10.1007/s11069-021-04734-5>
- [2] Arrighi, C. Tanganelli, M. Cristofaro, M. T. Cardinali, V. Marra, A. Castelli, F. and De Stefano, M. (2022) Multi-risk assessment in a historical city. *Natural Hazards*, 1-32.
- [3] McGlade, J. Bankoff, G. Abrahams, J. Cooper-Knock, S. Cotecchia, F. Desanker, P. Erian, W. Gencer, E. Gibson, L. and Girgin, S. (2019) *Global assessment report on disaster risk reduction 2019*. [https://gar.undrr.org/sites/default/files/reports/2019-05/full\\_gar\\_report.pdf](https://gar.undrr.org/sites/default/files/reports/2019-05/full_gar_report.pdf)
- [4] UNISDR. (2009). *Terminology on disaster risk reduction*. Geneva, Switzerland. [www.unisdr.org/files/7817\\_UNISDRTerminologyEnglish.pdf](http://www.unisdr.org/files/7817_UNISDRTerminologyEnglish.pdf)
- [5] Grünthal, G. Thieken, A. H. Schwarz, J. Radtke, K. S. Smolka, A. and Merz, B. (2006) Comparative risk assessments for the city of Cologne—storms, floods, earthquakes. *Natural Hazards*, **38**, 21–44.
- [6] Kappes, M. S. Keiler, M. Von Elverfeldt, K. and Glade, T. (2012) Challenges of analyzing multi-hazard risk: A review. *Natural Hazards*, **64**, 1925–1958.
- [7] Johnson, K. Depietri, Y. and Breil, M. (2016) Multi-hazard risk assessment of two Hong Kong districts. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, **19**, 311–323.
- [8] Gallina, V. Torresan, S. Critto, A. Sperotto, A. Glade, T. and Marcomini, A. (2016) A review of multi-risk methodologies for natural hazards: Consequences and

- challenges for a climate change impact assessment. *Journal of Environmental Management*, **168**, 123–132.
- [9] De Angeli, S. Malamud, B. D. Rossi, L. Taylor, F. E. Trasforini, E. and Rudari, R. (2022) A multi-hazard framework for spatial-temporal impact analysis. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, **73**, 102829.
- [10] UNEP. (1992). *AGENDA 21*. In: United Nations Conference on Environment & Development, 3 to 14 June 1992, Rio de Janeiro, Brazil, 1355 United Nations Environment Programme, 1992. <https://sustainabledevelopment.un.org/content/documents/Agenda21.pdf>
- [11] UN. (2002). *Report of the World Summit on Sustainable Development, 26 August—4 September 2002, Johannesburg, South Africa, United Nations, 2002*. <https://digitallibrary.un.org/record/478154>
- [12] UNISDR. (2005). *Hyogo framework for action 2005–2015: Building the resilience of nations and communities to disasters*. 380.
- [13] UNISDR. (2015). Sendai framework for disaster risk reduction 2015–2030. 1. [https://www.unisdr.org/files/43291\\_sendaiframeworkfordrren.pdf](https://www.unisdr.org/files/43291_sendaiframeworkfordrren.pdf)
- [14] Sesana, E. Gagnon, A. S. Bertolin, C. and Hughes, J. (2018) Adapting cultural heritage to climate change risks: Perspectives of cultural heritage experts in Europe. *Geosciences*, **8**(8), 305.
- [15] Ciurean, R. Gill, J. Reeves, H. J. O'Grady, S. and Aldridge, T. (2018) Review of multi-hazards research and risk assessments (Open Report OR/18/057). *British Geological Survey*, <https://nora.nerc.ac.uk/id/eprint/524399>
- [16] Tilloy, A. Malamud, B. D. Winter, H. and Joly-Laugel, A. (2019) A review of quantification methodologies for multi-hazard interrelationships. *Earth-Science Reviews*, **196**, 102881.
- [17] El Morjani, Z. E. A. Ebener, S. Boos, J. Abdel Ghaffar, E. and Musani, A. (2007) Modelling the spatial distribution of five natural hazards in the context of the WHO/EMRO Atlas of Disaster Risk as a step towards the reduction of the health impact related to disasters. *International Journal of Health Geographics*, **6**(1), 1–28.
- [18] Barrantes, G. (2018) Multi-hazard model for developing countries. *Natural Hazards*, **92**(2), 1081–1095.
- [19] Lee, K. H. and Rosowsky, D. V. (2006) Fragility analysis of woodframe buildings considering combined snow and earthquake loading. *Structural Safety*, **28**(3), 289–303.
- [20] Petrone, C. Rossetto, T. Baiguera, M. De la Barra Bustamante, C. and Ioannou, I. (2020) Fragility functions for a reinforced concrete structure subjected to earthquake and tsunami in sequence. *Engineering Structures*, **205**, 110120.
- [21] Tocchi, G. Ottonelli, D. Rebora, N. and Polese, M. (2023) Multi-Risk Assessment in the Veneto Region: An Approach to Rank Seismic and Flood Risk. *Sustainability*, **15**(16), 12458.
- [22] Trigo, R. M. Ramos, C. Pereira, S. S. Ramos, A. M. Zêzere, J. L. and Liberato, M. L. R. (2016) The deadliest storm of the 20th century striking Portugal: Flood impacts and atmospheric circulation. *Journal of Hydrology*, **541**, 597–610.
- [23] Bernardo, V. Sousa, R. Candeias, P. Costa, A. and Campos Costa, A. (2021) Historic appraisal review and geometric characterization of old masonry buildings in Lisbon for seismic risk assessment. *International Journal of Architectural Heritage*, **16**(12), 1921–1941.
- [24] Martins, A. N. Forbes, C. Pereira, A. A. and Matos, D. (2018) The changing city: Risk and built heritage. The case of Lisbon downtown. *Procedia Engineering*, **212**, 921–928.
- [25] Barchetta, L. Petrucci, E. Xavier, V. and Bento, R. (2023) A Simplified Framework for Historic Cities to Define Strategies Aimed at Implementing Resilience Skills: The Case of Lisbon Downtown. *Buildings*, **13**(1), 130.
- [26] Google Earth. (n.d.). <https://www.google.it/earth/>. Accessed 27 September 2023.
- [27] Catulo, R. Falcão, A. P. Bento, R. and Ildefonso, S. (2018) Simplified evaluation of seismic vulnerability of Lisbon Heritage City Centre based on a 3DGIS-based methodology. *Journal of Cultural Heritage*, **32**, 108–116.

- [28] UN. (2016). *Report of the open-ended intergovernmental expert working group on indicators and terminology relating to disaster risk reduction*. United Nations General Assembly: New York, NY, USA, 41.
- [29] Sterlacchini, S. Akbas, S. O. Blahut, J. Mavrouli, O.-C. Garcia, C. Luna, B. Q. and Corominas, J. (2014) Methods for the characterization of the vulnerability of elements at risk. *Mountain Risks: From Prediction to Management and Governance*, Springer Dordrecht, 233–273.
- [30] Graser, A. (2013) *Learning QGIS 2.0*. Packt Publishing Ltd.
- [31] Instituto Nacional de Estatística, IP - Portugal. (n.d.). [https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine\\_base\\_dados](https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_base_dados). Accessed 20 July 2023.
- [32] Calvi, G. M. Pinho, R. Magenes, G. Bommer, J. J. Restrepo-Vélez, L. F. and Crowley, H. (2006) Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, **43**(3), 75–104.
- [33] Teves-Costa, P. Batllo, J. and Cabral, J. (2017) The Lower Tagus Valley (Portugal) earthquakes: Lisbon 26 January 1531 and Benavente 23 April 1909. *Física de La Tierra*, **29**(2017), 61–84.
- [34] Sá, L. Morales-Esteban, A. and Durand Neyra, P. (2018) The 1531 earthquake revisited: Loss estimation in a historical perspective. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **16**, 4533–4559.
- [35] Vilanova, S. P. and Fonseca, J. F. B. D. (2007) Probabilistic seismic-hazard assessment for Portugal. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**(5), 1702–1717.
- [36] Lantada, N. Pujades, L. G. and Barbat, A. H. (2018) Earthquake risk scenarios in urban areas: A review with applications to the Ciutat Vella District in Barcelona, Spain. *International Journal of Architectural Heritage*, **12**(7–8), 1112–1130.
- [37] Fragoso, M. Trigo, R. M. Zêzere, J. L. and Valente, M. A. (2010) The exceptional rainfall event in Lisbon on 18 February 2008. *Weather*, **65**(2), 31–35.
- [38] Liberato, M. L. R. Ramos, A. M. Trigo, R. M. Trigo, I. F. Durán-Quesada, A. M. Nieto, R. and Gimeno, L. (2012) Moisture sources and large-scale dynamics associated with a flash flood event. In: Lin, J., Brunner, D., Gerbig, C., Stohl, A., Luhar, A., Webley, P. (Eds.), *Lagrangian Modeling of the Atmosphere*, **200**, 111–126.
- [39] Leal, M. Ramos, C. and Pereira, S. (2018) Different types of flooding lead to different human and material damages: The case of the Lisbon Metropolitan Area. *Natural Hazards*, **91**(2), 735–758.
- [40] Hydrologic Engineering Center. (2021). *HEC-RAS 2D Modeling User's Manual*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis CA.
- [41] Brandão, C. Rodrigues, R. and Costa, J. P. (2001) *Análise de fenómenos extremos precipitações intensas em Portugal continental*. Direcção dos serviços de recursos hídricos do Instituto da Água, Lisboa, [https://snirh.apambiente.pt/snirh/download/relatorios/relatorio\\_prec\\_intensa.pdf](https://snirh.apambiente.pt/snirh/download/relatorios/relatorio_prec_intensa.pdf)
- [42] SCS. (1993). *Hydrology. National Engineering Handbook*. USDA.
- [43] Milutinovic, Z. V. and Trendafiloski, G. S. (2003) *Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns*. Contract: EVK4-CT-2000-00014, WP4: Vulnerability of Current Buildings, 1–111.
- [44] Lagomarsino, S. and Giovinazzi, S. (2006) Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **4**(4), 415–443.
- [45] Grünthal, G. (1998) *European macro seismic scale 1998*. European Seismological Commission (ESC).
- [46] Dias, L. Braunschweig, F. Grosso, N. Costa, H. and Garrett, P. (2010) *Flood risk mapping. Methodological guide*.
- [47] Roca, A. Goula, X. Susagna, T. Chávez, J. González, M. and Reinoso, E. (2006) A simplified method for vulnerability assessment of dwelling buildings and estimation of damage scenarios in Catalonia, Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **4**(2), 141–158.

**RAPID SEISMIC DAMAGE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE  
(RC) STRUCTURES BASED ON MODAL PARAMETERS**

**REIHANE SHAFIE PANAH**  
Estudante de Doutoramento  
CONSTRUCT-FEUP

**HUMBERTO VARUM**  
Professor Catedrático  
CONSTRUCT-FEUP

**VITOR SILVA**  
Investigador Doutorado  
Universidade de Aveiro

**JOSÉ MELO**  
Investigador Doutorado  
CONSTRUCT-FEUP

**XAVIER ROMÃO**  
Professor Auxiliar  
CONSTRUCT-FEUP

**ABSTRACT**

During an earthquake, the overall period of vibration of the entire structure progressively increases due to the structural stiffness. The extent of damage to the elements, commonly termed as a Damage Limit State (DLS), can be assessed either through visual inspection or by using numerical analyses that correlate the exceeding of a certain Engineering Demand Parameter (EDP) threshold with the attainment of a specific DLS for a specific earthquake scenario. Evaluating the DLS in a building after an earthquake serves as the basis for determining its serviceability. This study conducted numerical time history and pushover analyses on reinforced concrete residential buildings to examine their behaviour during earthquakes. The pushover analysis was used to determine the thresholds for a set of Damage States of infilled RC structures. The main objective of this study is to establish a preliminary relationship between two factors: a) the damages that a building experiences due to a specific earthquake scenario, which determines its serviceability, and b) its period elongation, which can be analytically measured using finite elements methods (FEM). The aim is to determine whether the building's period elongation can be a reliable indicator for assessing its damage state and usability after an earthquake.

**KEY WORDS:** Period elongation, damage detection, earthquake engineering.

## 1. INTRODUCTION

The period of vibration of a structure is mostly influenced by its total mass and stiffness. During an earthquake, damage affects both structural and non-structural elements, leading to a decrease in their stiffness. This phenomenon is known as "period elongation", and essentially, the more severe the damage, the more significant the increase in the period compared to the undamaged state.

The extent of period elongation is a helpful indicator of the building's damage state: higher elongation implies more significant damage. Numerous studies have been conducted on this subject, involving numerical and experimental research [1-16]. However, the relationship between the period elongation and vulnerability assessment of RC buildings with infill walls has yet to be established. In a more detailed context, Zembaty *et al.* [2] conducted experiments using shaking tables on reinforced concrete (RC) frames. Their research illustrated that as damage progressed, there was a noticeable decrease in the effective stiffness of the structures, accompanied by a corresponding decrease in the fundamental frequency. Additionally, Mucciarelli *et al.* [9] documented the initial strong motion of a European building during the Molise earthquake in Italy in 2002. This building sustained significant damage, and a substantial reduction in frequency, approximately 50%, was observed. Furthermore, Calvi *et al.* [11] reported that a fundamental period elongation of roughly 150%, equivalent to a 60% drop in frequency, is indicative of an extensively damaged RC building that is nearing a state of collapse.

Nonlinear elasticity of materials has been recently observed by researchers [12-13] in RC buildings under dynamic loading, through real-time monitoring. This phenomenon is due to the nonlinear response of concrete ( $\sigma$ - $\epsilon$  relationship) under low deformations, which results into temporary frequency shifts (period elongation) and followed by slow dynamics. The latter is a process during which the elastic properties of the material (e.g. elastic modulus) recover fully or partially after the end of an excitation or loading. Nevertheless, in the typical bilinear capacity curve models used for vulnerability modelling, such frequency shift is still considered as elastic. Recently, Mori and Spina [15] developed an analytical methodology for estimating the vulnerability of buildings regarding their operational limit state, based on experimental ambient vibration data. The authors also suggested a reduction coefficient for each estimated natural frequency, in order to take into account, the difference between ambient vibration and seismic frequencies, which for the first mode is approximately 0.6.

In the study by Vidal *et al.* [16], which focused on 34 damaged reinforced concrete (RC) buildings following the Lorca earthquake in Spain in 2011, the authors investigated alterations in the fundamental period and damping ratio. They identified a significant correlation between an elongation in the period and the extent of structural damage. Additionally, the study found that a period elongation of 10-20% could occur even when there was no visually apparent evidence of damage. In a separate study by Ditommaso *et al.* [17], 68 damaged RC buildings following the L'Aquila earthquake in Italy in 2009 were examined. The research compared the observed fundamental periods to the period-height relationship outlined in the Italian building code. The findings revealed that the highest levels of damage were associated with a maximum period elongation of 100%, while lower damage levels exhibited an elongation of approximately 60%.

In this study, it was performed numerical time-history and pushover analyses on 4-story reinforced concrete residential buildings with infills. The results from the pushover analyses were used to determine the thresholds of a set of Damage States (DLSSs), while the time-history analyses were employed to evaluate the variation of the period of vibration with increasing ground shaking intensities. The goal is to establish a preliminary relationship between a) the vulnerability of a building under groups of specific earthquake intensity and b) its corresponding period elongation. In the paper's last part, a novel experimental damage detection method will be presented, which is deemed compatible

through numerical analysis for identifying seismic damage by analyzing modal parameters.

## 2. CASE-STUDY BUILDINGS, MODELING, AND ANALYSIS

Two example buildings were considered for this study: 4-story RC buildings with infill walls with different seismic design coefficients (i.e., 20 and 10 percent). Information about the geometrical and material properties of these archetypes can be found in Table 1 and Figure 1.

Table 1. General description of buildings

Structure Type	Length_X (m)	Length_Y (m)	$F_{cd}$ (MPa)	$F_{syd}$ (MPa)
concrete structures	25.75	12	7	10.5

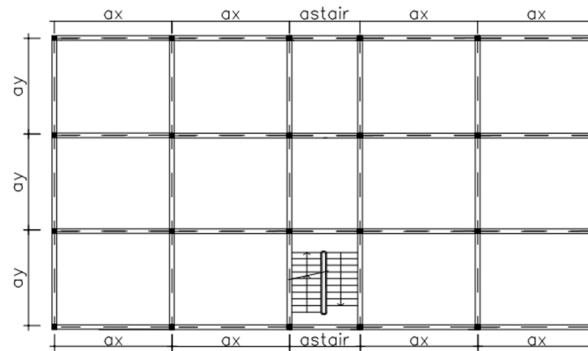


Figure 1. Geometry of case-study building

The non-linear response of buildings was modeled using the OpenSees [21] software by adopting a lumped-plasticity approach. Structural vulnerability assessment is subjected to significant uncertainty due to ground motion, as noted by Shome and Cornell [18]. Therefore, particular attention was paid to the selection of ground motion records. The conditional spectrum method (CSM) proposed by Baker [19] was utilized to select 180 ground motion records used in the numerical analysis. A seismic hazard disaggregation was initially performed to estimate the most probable earthquake scenario's features, followed by an assessment of the mean conditional spectrum. Subsequently, some records with the smallest distance to the mean conditional spectrum were selected for each intensity level. The response spectra of the chosen records are displayed in Figure 2.



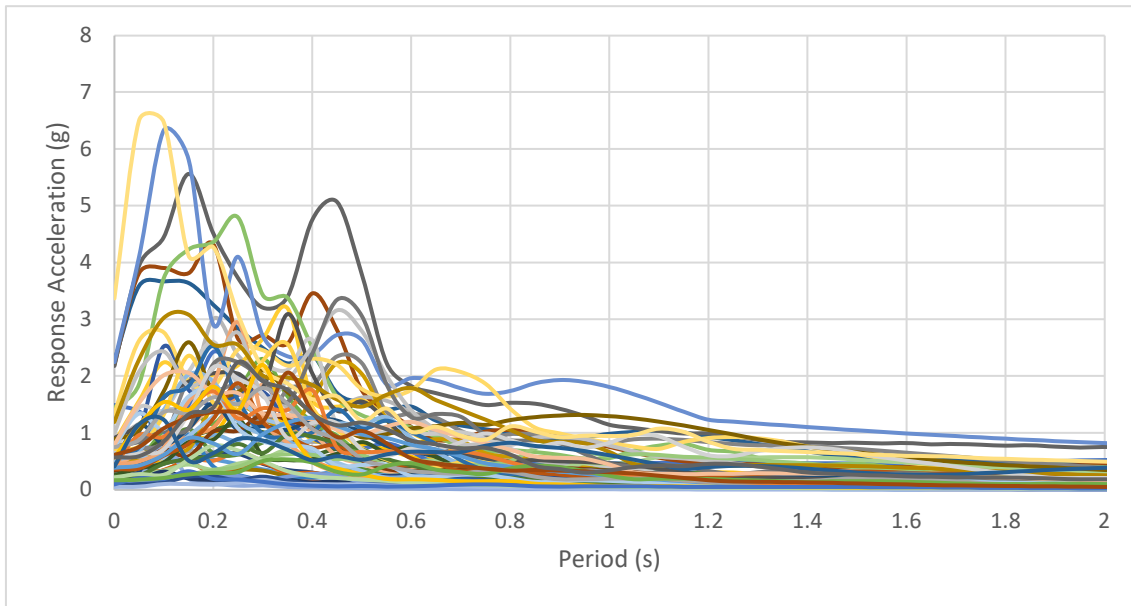


Figure 2. Elastic response spectra of the selected ground motion records conditional to  $T=0.3s$ .

The seismic loads were applied to the structure's foundation, perpendicular to its length. The structural damage was categorized into four damage states: slight, moderate, extensive, and complete damage. The threshold values for each damage state were determined based on the anticipated yield and ultimate displacements.

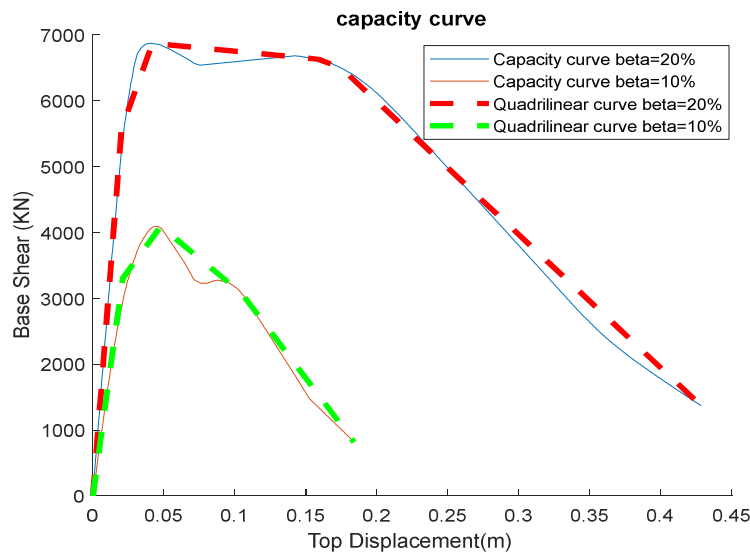


Figure 3. Capacity curve

Traditionally, vulnerability functions were developed from the convolution between fragility models and discrete damage-to-loss models. However, to preserve the variability in the loss estimates, the methodology followed herein, proposed by Silva [20], correlates the expected loss ratio (LR) at different damage states directly with an engineering demand parameter (see example in Table 2).

The maximum displacement of each building was used to assess the expected fraction of loss following the damage model proposed by Silva [20]. A number of damage states (DS; slight, moderate, extensive, and complete) are defined based on the yielding ( $S_{dy}$ ) and ultimate ( $S_{du}$ ) displacements from the capacity curves. Table 1 describes the

thresholds for each DS and the assumed average LR. Other criteria for the definition of the DS (e.g., maximum shear capacity, maximum inter-story drift ratio (ISDR), strain in the concrete or steel; can also be used.

Each structure was allocated in a damage state based on the estimated maximum displacement. Then the level of damage could be converted into a fraction of loss based on the assumed average loss ratio. Some damage-to-loss models propose uniform or beta distributions to model the possible range of loss ratios within each damage states; However, within each damage state, such approach leads to no correlation between the resulting loss ratio and the estimated engineering demand parameter. For this reason, the average loss ratios in this study were assumed as the central value for each damage state, and a linear increase in the loss ratio with the maximum displacement was assumed, as depicted in figure 4 by the black line. An exception was imposed for complete damage, in which a loss ratio equal to 1 was assumed for a maximum spectral displacement equal to the ultimate point ( $S_{du}$ ). This damage model implies that damage starts when the displacement reaches 75% of  $S_{dy}$ , increases linearly according to the average loss ratio (as defined in Table 2) at the central displacements per damage state, and reaches a total loss when  $S_{dy}$  is reached.

As previously mentioned, these limit state thresholds can also be characterized by a significant uncertainty. However, it should be noted that in this study, these thresholds are defined based on the notable points of the capacity curves ( $S_{dy}$  and  $S_{du}$ ) as opposed to assuming a set of pre-established displacements or drifts for all of the building classes [21]. This approach ensures a correlation between the actual structural capacity of each structure and the displacements that mark the initiation of each level of damage.

Combining the damage thresholds computed from the capacity curve (Figure 3) with the damage-to-loss model in Table 2 produced a discrete relationship between the structural performance and expected loss (depicted in Figure 4 as vertical bars). Connecting the mean damage threshold with linear segments (see Figure 4) generates a continuous relationship between top displacement and loss used to estimate the expected loss for each ground motion record.

Table 2. Discrete damage-to loss model

Damage state	Threshold	Loss ratio (%)
Slight Damage (DS1)	$0.75S_{dy}$	5
Moderate Damage (DS2)	$(2S_{dy} + S_{du})/3$	20
Extensive Damage (DS3)	$(S_{dy} + 2S_{du})/3$	60
Complete Damage (DS4)	$S_{du}$	100

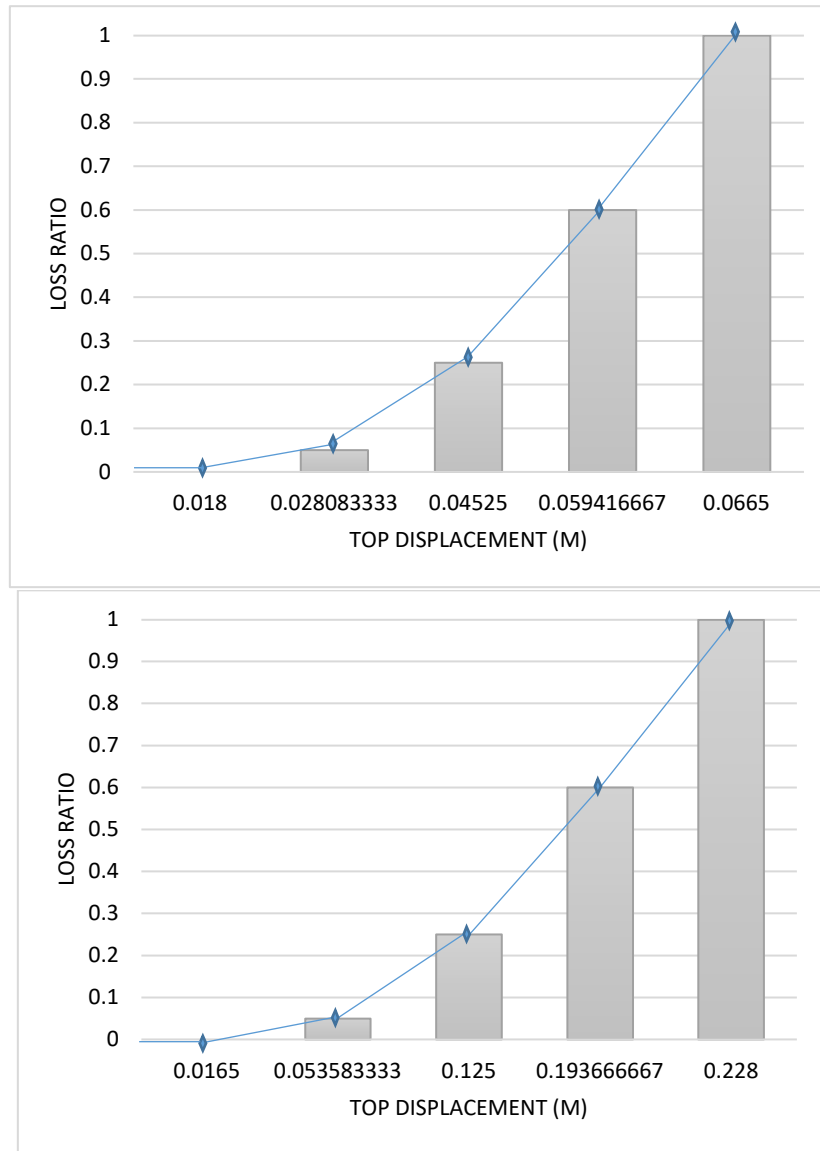


Figure 4. Relation between the LR (Loss Ratio) and  $S_d$  ( $S_{du}$  and  $S_{dy}$ ) for each building with;  $\beta=10\%$  (above) and  $20\%$  (below)

For the case study structures this procedure generated the Associated dispersion between loss values and each ground motion depicted in Figure 5. At each intensity level, the loss ratio was computed and will be used to estimate the vulnerability curve and correlate the period of vibration under different ground motion intensity to loss ratio.

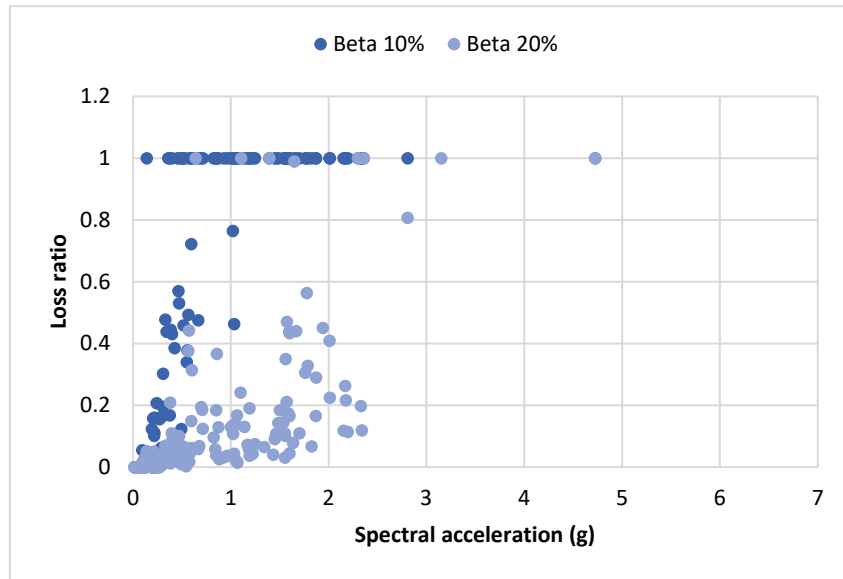


Figure 5. Associated dispersion of ground motion intensity versus loss ratio

The OpenSees [22] software was chosen due to its capability to perform Eigenvalue analysis to determine the period of vibration of the structure at any step. We estimated the period elongation by comparing the original period ( $T_1$ ) with the period of vibration at the final time step ( $T_2$ ).

After the estimation of the period elongation and the expected loss ratio for each ground motion record, a new vulnerability function was derived, as presented in Figure 6 using the period elongation as the independent variable on the horizontal axis.

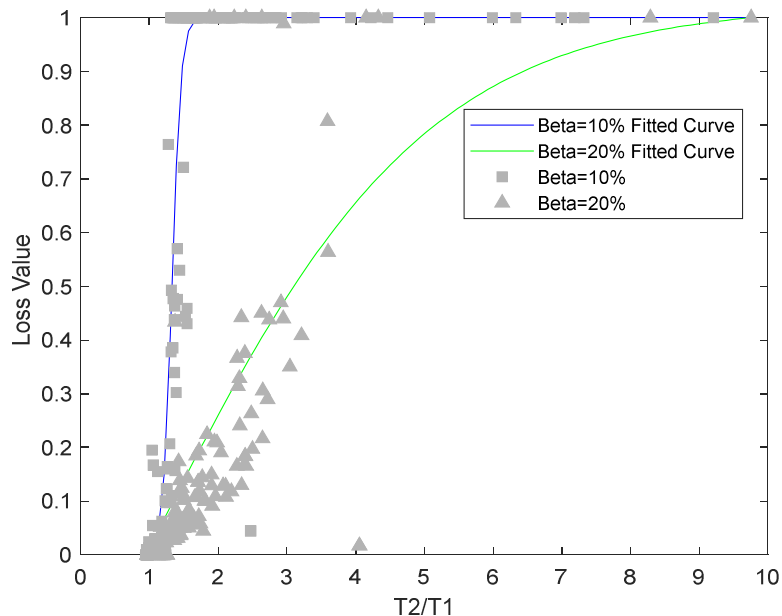


Figure 6. Period elongation versus loss ratio

Based on the vulnerability results (figure 6), it is possible to observe that the loss value increased with different values of period elongation depending on the seismic coefficient that the structure was designed for it. Both structures are modeled with infill walls, therefore, the results are near to the actual value. Furthermore, the maximum loss value is reached after the elongated period reaches 2 for the structure not designed for seismic loading (beta=10%) and for the structure that was designed for seismic resistance

( $\beta=20\%$ ) the maximum loss ratio happened at high values of period elongation (which shows high stiffness of building and high ductility of infill walls). The period elongation that structure start to have loss depends on the stiffness and ductility of the infill panels and in this paper the infill panels data was arrived from experimental data on the structures in Portugal. This methodology provides a practical tool for rapid damage assessment of structures based on their period elongation to make decision about the stability of buildings. This numerical analysis was done just for two buildings, however, with more numerical analysis with different buildings the results will be more comprehensive.

### 3. INTEGRATING PROPOSED METHODOLOGY FOR DAMAGE ASSESSMENT OF REAL STRUCTURES BASED ON PERIOD ELONGATION AND ITS CHALLENGES

The methodology proposed in section 2 can be integrated into existing engineering practices through the structural health monitoring methods. Safe hub sensors (figure 7) provide long-term vibration-based SHM systems information about damages that are not detectable by a mere visual inspection. Safehub is first IoT-based analytics platform by remotely monitoring structural health that provides actionable damage alerts and detailed, building-specific data in minutes — expediting emergency response and recovery based on period elongation of buildings.

SafeHub predominant features in damage detection based on period elongation: Damage alerts in minutes, Expediate emergency response and recovery, Prevent unnecessary financial loss, Incidence simulation features.

Through these sensos, the period elongation of buildings will be calculated and based on the values obtained from the sensors the loss value of structure will be stimulated. The method that was proposed in the numerical part (part 2) will be estimated the real value of loss ratio and send alarm to the buildings with high level of loss value which is the conversion of structural period to the damage alarm of the buildings.



Figure 7. Safe-hub sensor for damage detection of structures based on modal parameters

Accuracy of the measured frequencies by these sensors are important in damage detection methods and are possible for buildings that are not too much stiff. The weakness of the sensors is for buildings with very stiff lateral load resisting systems and in this case the accuracy of measured frequency should be checked through accelerometers.

## 4. CONCLUSION

This paper explores the influence of structural monitoring on seismic risk assessment and loss estimation by proposing a novel vulnerability modeling technique based on structural period elongation. Two numerical 3D models of reinforced concrete structures, and 4-story buildings located in Portugal were developed for this purpose. Nonlinear dynamic analyses were performed to estimate the seismic response of the structures. In contrast to the traditional approach of developing fragility models and combining them with a damage-to-loss model to determine vulnerability curves, this study directly predicted the expected loss for each ground motion record based on the changes in the modal parameters. Such model can be used to rapidly calculate damage and losses in structures with sensors, that can calculate the elongation in the period of vibration shortly after the occurrence of destructive earthquakes.

## 5. ACKNOWLEDGEMENTS

This work is financially supported by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC), under the project PTDC/ECI-EGC/7244/2020 - ASSIMILATE – Assessment of Seismic Safety Integrated with Machine Learning and Tremors, and by: Base Funding - UIDB/04708/2020 with DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) and Programmatic Funding - UIDP/04708/2020 with DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) of the CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - funded by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC).

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Arezzo, D., Nicoletti, V., Carbonari, S., & Gara, F. (2021). The tracking of modal parameters for a reinforced concrete building during low-medium intensity earthquakes. In 8th ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering. Athens, Greece.
- [2] Zembaty, Z., Kowalski, M., & Pospisil, S. (2006). Dynamic identification of a reinforced concrete frame in progressive states of damage. *Engineering Structures*, 28(5), 668-681.
- [3] Di Sarno, L. (2013). Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response. *Engineering Structures*, 56, 673-681.
- [4] Di Sarno, L., & Amiri, S. (2019). Period elongation of deteriorating structures under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 196, 109341.
- [5] Gallipoli, M. R., Stabile, T. A., Guéguen, P., Mucciarelli, M., Comelli, P., & Bertoni, M. (2016). Fundamental period elongation of a RC building during the Pollino seismic swarm sequence. *Case Studies in Structural Engineering*, 6, 45-52.
- [6] Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Elnashai, A. S. (2014). Prediction of inelastic response periods of buildings based on intensity measures and analytical model parameters. *Engineering Structures*, 71, 161-177.
- [7] Lin, L., Naumoski, N., Foo, S., & Saatcioglu, M. (2008). Elongation of the fundamental periods of reinforced concrete frame buildings during nonlinear seismic response. In 14th World conference on earthquake engineering. Beijing, China.
- [8] Masi, A., & Vona, M. (2010). Experimental and numerical evaluation of the fundamental period of undamaged and damaged RC framed buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 643-656.
- [9] Mucciarelli, M., Masi, A., Gallipoli, M. R., Harabaglia, P., Vona, M., Ponso, F., & Dolce, M. (2004). Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(5), 1943-1953.

- [10] Trifunac, M. D., Ivanović, S. S., & Todorovska, M. I. (2001). Apparent periods of a building. II: Time-frequency analysis. *Journal of Structural Engineering*, 127(5), 527-537.
- [11] Calvi, G. M., Pinho, R., & Crowley, H. (2006, September). State-of-the-knowledge on the period elongation of RC buildings during strong ground shaking. In *Proceedings of the 1st European conference of earthquake engineering and seismology*, Geneva, Switzerland, paper (Vol. 1535).
- [12] Guéguen, P., Johnson, P., & Roux, P. (2016). Nonlinear dynamics induced in a structure by seismic and environmental loading. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 140(1), 582-590.
- [13] Astorga, A., Guéguen, P., & Kashima, T. (2017). Nonlinear elasticity in buildings: a prospective way to monitor structural health. *Procedia engineering*, 199, 2008-2013.
- [14] Astorga, A., Guéguen, P., & Kashima, T. (2018). Nonlinear elasticity observed in buildings during a long sequence of earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3A), 1185-1198.
- [15] Mori, F., & Spina, D. (2015). Vulnerability assessment of strategic buildings based on ambient vibrations measurements. *Struct. Monit. Maint*, 2(2), 115-132.
- [16] Vidal, Francisco, Manuel Navarro, Carolina Aranda Caballero, and Takahisa Enomoto. Changes in Dynamic Characteristics of Lorca Rc Buildings from Pre- and Post-Earthquake Ambient Vibration Data. Vol. 12, 2014. doi:10.1007/s10518-013-9489-5.
- [17] Ditommaso, R., Vona, M., Gallipoli, M. R., & Mucciarelli, M. (2013). Evaluation and considerations about fundamental periods of damaged reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(7), 1903-1912.
- [18] Shome, N. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Stanford University.
- [19] Baker, J. W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- [20] Silva, V. (2019). Uncertainty and correlation in seismic vulnerability functions of building classes. *Earthquake Spectra*, 35(4), 1515-1539.
- [21] Ghobarah, A. (2004, June). On drift limits associated with different damage levels. In *International workshop on performance-based seismic design* (Vol. 28). Ontario, Canada: Department of Civil Engineering, McMaster University.
- [22] McKenna, F., Fenves, G., Scott, M. and Jeremic, B. (2000) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.

**ENHANCING EARTHQUAKE RISK ASSESSMENT IN PORTUGAL:  
A COMPREHENSIVE ANALYSIS**

**GONÇALO LOPES**  
Postdoctoral fellow  
FEUP

**VITOR SILVA**  
Risk Engineer  
UA/GEM Foundation

**CATARINA COSTA**  
Risk Engineer  
FEUP/GEM Foundation

**ROMEU VICENTE**  
Full professor  
RISCO/UA

**CARLOS SOUSA OLIVEIRA**  
Full professor  
CERIS/IST

**ABSTRACT**

Assessing earthquake risk on a national scale is fundamental for effective risk reduction. Portugal's location, near a tectonic plate triple junction, exposes it to significant seismic activity. This study examines existing research on seismic hazard, vulnerability, and risk in Portugal, enhancing it with new components. These include updated exposure models for residential, commercial, and industrial buildings using the latest census information, improved vulnerability functions for various building types, and an upgraded European Seismic Hazard model. We used an open-source package for seismic hazard and risk analysis to perform an event-based loss assessment, in which seismic events were stochastically generated, and used to calculate the corresponding spatial distribution of ground shaking and impact. The analysis yields insights about annual economic losses, fatalities and damaged buildings. These findings pinpoint high-risk regions in Portugal and identify the most vulnerable building typologies.

**KEY-WORDS:** exposure, structural vulnerability, seismic hazard, seismic risk, Portugal



## 1. INTRODUCTION

Portugal, while having a relatively low to moderate earthquake risk, has experienced notable seismic events in its history. Initiatives by the government, despite low public earthquake risk awareness, aim to enhance construction practices and retrofit public buildings. Mitigation and preparedness measures are based on risk and loss results, which are calculated using seismic risk models and the most updated information available. Considering the previous earthquake risk assessments that were developed for the country, this study integrates some important improvements:

1. **Updated exposure information:** A novel exposure model using the 2021 National Housing Census data was developed, incorporating commercial and industrial buildings.
2. **Broader risk metrics:** While previous studies were primarily focused on economic losses, this study covers risk metrics which are focused on the effects on the buildings stock and population.
3. **Expansion of the geographical coverage:** The study considers the entire Portuguese territory, including the Azores and Madeira archipelagos, which were not included in previous studies.
4. **Updated seismic hazard model:** The most recent seismic hazard model, developed in the context of the SERA project, was used to create the stochastic event set.
5. **Better characterization of the seismic vulnerability:** A uniform methodology was used to derive vulnerability functions for all building classes, which includes not only structural damage but also damage to acceleration-sensitive components.

The proposed probabilistic seismic risk model integrates these improvements, providing valuable insights for the development of risk management measures.

## 2. REVIEW OF EXISTING STUDIES

Numerous studies have explored earthquake hazard and risk in Portugal over the past decades, which have contributed to the model presented in this paper. Notable seismic hazard assessments at the European scale include the SHARE project [1], and the most recent ESHM20 model [2]. Exposure models, derived from European projects like NERA [3] and SERA [4], incorporated building data from censuses, while studies by Silva *et al.* [5] and Sousa and Costa [6] focused on exposure models for mainland Portugal. Regarding building vulnerability at the European scale, Tönük *et al.* [7] investigated the methodologies for assessing seismic vulnerability of existing buildings and the Syner-G project [8] contributed with a unified methodology for assessing seismic vulnerability, while at the national level, Silva *et al.* [5] and Martins and Silva [9] developed vulnerability models for Portugal. Combining these components, global initiatives like GEM [10] and European studies by Crowley *et al.* [11] provided comprehensive earthquake risk models. Noteworthy national-scale studies by Silva *et al.* [5], Sousa and Costa [6], and Sousa *et al.* [12] delved into economic losses, while local studies, including Xofi *et al.* [13][14], focused on specific regions such as the Metropolitan Area of Lisbon. Additional regional studies can be found in Oliveira [15].

## 3. SEISMIC HAZARD ASSESSMENT

In the last decades, several seismic hazard models have been created for Portugal, driven by regulatory requirements and participation in European projects (e.g., SHARE, SERA). After reviewing past studies, in this study we decided to use the most recent hazard model for the country, the European Seismic Hazard Model (ESHM20 – [2]).

The European Seismic Hazard Model, comprises three key components: a seismogenic source model, a ground motion model (GMM) logic tree, and a site model for ground

shaking amplification. The seismogenic source model incorporates area source and smoothed seismicity plus faults models, addressing epistemic uncertainty through a complex logic tree. Branch probabilities are assigned based on geological, geophysical, and seismological data, allowing a comprehensive consideration of uncertainties. The ground motion model logic tree departs from previous approaches by employing a single model, which was calibrated for the entire region, with adjustment factors for specific European regions. A site response model, compatible with the backbone ground motion model, breaks from tradition by incorporating topographic slope, geological data, and amplification functions from European station data. Combining these components in the OpenQuake engine [16] enables the computation of seismic hazard curves, maps, and a stochastic event set for seismic risk analysis, as detailed in Section 3.2 and Section 6.

Further details on the model can be found in the EFEHR platform (<http://hazard.efehr.org>), in Danciu et al [2] and in Weatherill et al [11].

### 3.1. Seismic hazard results

The seismic hazard assessment utilized the OpenQuake engine [16], an open-source software for seismic hazard and risk analysis. Specifically, we employed the Classical PSHA-based hazard calculator to compute seismic hazard curves and maps. Calculations were conducted on a smoothed hexagonal point grid with a spatial resolution of 0.03 decimal degrees, totalling 9871 grid points. Fig. 1 illustrates the mean seismic hazard map for Portugal, indicating peak ground acceleration (PGA) expected to be exceeded with a 10% probability in 50 years (equivalent to a return period of 475 years), a common reference in seismic design regulations.

The resulting mean hazard map displays PGA values slightly higher than previous studies [17], but with a similar geographical pattern. The map reveals that the southern and central-west regions of mainland Portugal have the highest seismic hazard, and the northern part of the country is characterized by low to moderate seismic hazard. While the seismic hazard in the Madeira islands is considerably lower, the Azores archipelago has the highest seismic hazard in the country due to its geographic location in the junction of the Eurasian, North-American and Nubian plates.

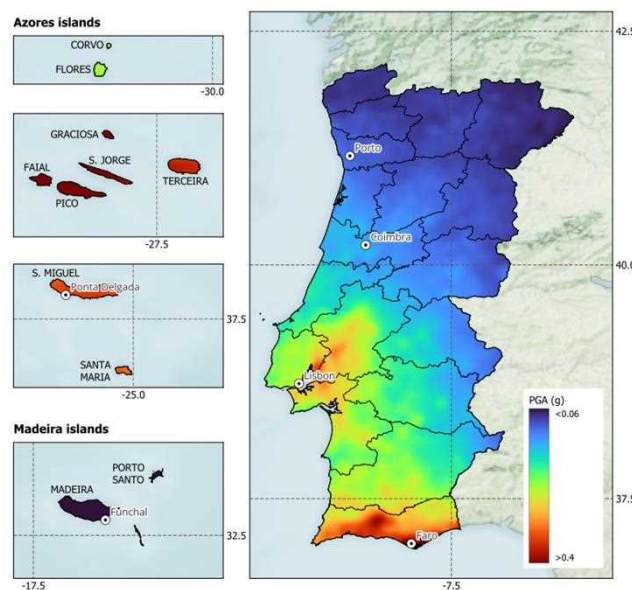


Fig. 1 - Mean seismic hazard map in peak ground acceleration [g] for a probability of exceedance of 10% in 50 years.

## 4. EXPOSURE MODEL

Exposure models provide detailed information on the spatial distribution of the built environment, including geographical location, number of buildings, structural properties, replacement costs, and occupants. Previous exposure models for Portugal relied on the 2011 national housing census, neglecting commercial and industrial buildings. With data from the 2021 national housing census now available, it was crucial to update the residential exposure model and assess its impact on risk estimates. Additionally, as part of the European H2020 SERA project, an exposure model for Portugal's commercial and industrial building stock was developed [4]. This section outlines the development of the new exposure model for residential buildings and summarizes key features of the commercial and industrial building stock from the SERA project.

### 4.1. Residential building stock

The latest housing census in Portugal provides detailed information on the residential building stock, including the number of buildings at the statistical section, categorized by the number of storeys and year of construction. However, unlike the 2011 census, it lacks details on the type of construction (e.g., reinforced concrete, masonry). To address this, data from 2011 was used, adjusted for changes in building numbers by assuming that new constructions are reinforced concrete and demolitions are masonry or older buildings.

The 2021 census reports around 3.5 million residential buildings, comprising 6 million dwellings. Using available attributes, the building portfolio was categorized into five main classes based on the GEM building taxonomy: reinforced concrete (CR), brick/stone masonry with wooden floors (MUR+FW) or concrete floors (MUR+FC), adobe masonry (MUR+ADO), and other/unknown typologies (UNK). Reinforced concrete buildings constitute the majority (53.7%) and house about 63% of the population.

Considering construction years, four seismic design levels were defined: no-code (CDN) for buildings before 1960, low code (CDL) from 1961 to 1980, moderate code (CDM) from 1981 to 2010, and high code (CDH) for structures post-2011. Notably, 36% of the building stock predates the 1983 design code RSA [18]. Fig. 2 illustrates the distribution of buildings by construction typology, construction period, and number of storeys.

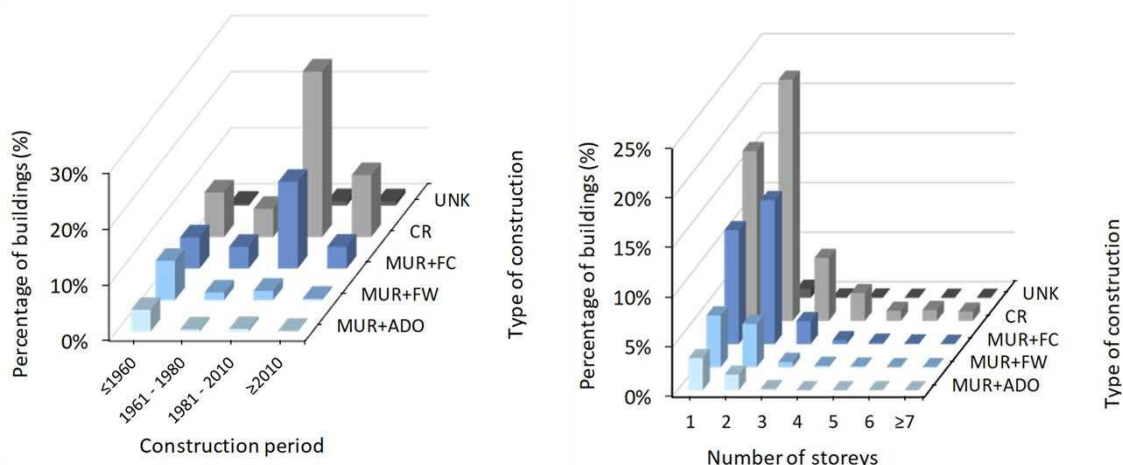


Fig. 2 - Distribution of buildings according to type of construction, construction period, and number of storeys.

For effective emergency planning, estimating economic losses from earthquakes is crucial, given their lasting impact on affected regions. Typically, economic losses from

damaged buildings are calculated as a fraction of the replacement value, determined by the current construction costs. Total replacement costs per building were computed by multiplying the average construction cost per square meter, the total area of the building (estimated based on the average number of dwellings and area per dwelling), and the expected percentages of structural, non-structural, and contents costs. Census data provided dwelling distributions by building height, enabling the calculation of average dwellings per building type.

Distinguishing between separated houses and apartment buildings, we assumed an average dwelling area of 150 m<sup>2</sup> for 1-storey houses, 120 m<sup>2</sup> for 2-storey houses, and 100 m<sup>2</sup> for apartment buildings with 3 storeys or more. Construction costs per square meter varied across the country, with prices calculated for three zones based on building location. The total replacement cost for residential structures considered structural and non-structural components, excluding contents, with cost percentages obtained from construction cost references and literature [19].

In addition to economic impacts, assessing human consequences is essential for post-disaster emergency planning and informing risk reduction measures. To derive these outcomes, the exposure model must incorporate data on the number of occupants in each building at different times. The estimation involved multiplying the average number of occupants per dwelling (1.72) by the number of dwellings in each building, calculated by dividing the total population (10.3 million) by the total number of dwellings (6.0 million).

## **4.2. Commercial and Industrial building stock**

Information on industrial and commercial building stock is less detailed than residential data, both spatially and in terms of construction attributes, a common trend globally [19]. In this study, commercial buildings include offices, wholesale, retail, and hotels, while industrial facilities cover manufacturing, mining, quarrying, and construction. We utilized the commercial and industrial building stock for Portugal developed within the H2020 European SERA project. The development of the commercial building model involved collecting socio-economic data on the number of businesses, attributing building classes based on commercial activity, and determining asset costs considering average area and construction costs dependent on location. Mixed-use buildings were identified in the housing census, reducing the count to avoid double-counting construction areas.

The industrial building stock was developed using a European land cover dataset (CORINE 2006) and OpenStreetMap data, validated against detailed industrial building cadastral data. The exposure models, along with assumptions on areas, costs, and mapping schemes, are available in the EFEHR exposure repository.

Economic value distribution among structural and non-structural components and estimation of content costs used the percentages proposed by Yepes-Estrada *et al.* [19]. The distribution of population across residential, commercial, and industrial buildings at different times of the day was based on the occupancy rates defined by Jaiswal *et al.* [20].

## **4.3. Appraisal of the exposure model for Portugal**

Residential buildings constitute the majority of Portugal's exposure model, comprising 92.4% of total buildings, while commercial and industrial buildings make up 4.8% and 2.8%, respectively. However, in terms of replacement cost, residential buildings represent a slightly lower fraction (78.9%) due to the higher costs of contents in commercial and industrial structures.

Fig. 3 provides a summary of the total economic value and percentage of buildings by code level at the district level, and the map of the economic value at the smallest available administrative division (i.e., freguesia). Notably, over 50% of the economic value is concentrated in four districts (Lisboa, Porto, Setubal, and Braga). The variation in the percentage of buildings lacking seismic provisions ranges from 42% in Madeira to 79% in Portalegre and Beja. Additionally, only 12% of total buildings adhere to the most recent seismic regulations. These findings identify areas of concentrated exposure with expected poor seismic performance, highlighting the need for additional risk analyses.

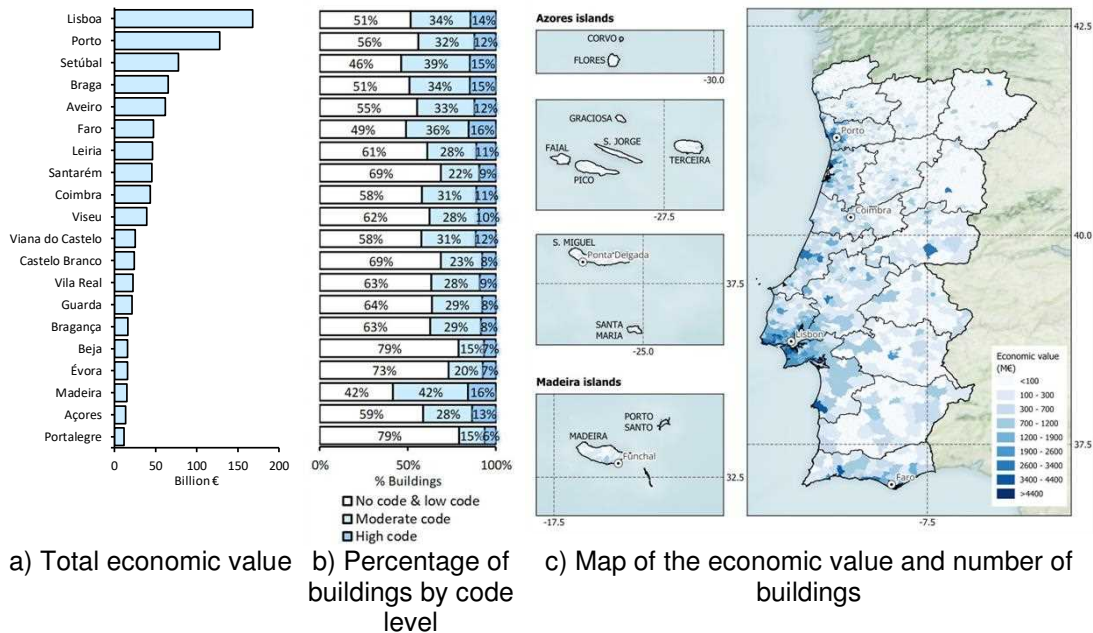


Fig. 3 - Exposure indicators of the Portuguese building stock per district.

### 5. VULNERABILITY MODEL

The fragility and vulnerability functions employed in this study were selected from the functions developed by Martins and Silva [9]. In this study, the capacity curve of the building classes was defined using a single-degree-of-freedom (SDOF) oscillator, incorporating structural and dynamic properties based on comprehensive literature sources. Nonlinear time history analysis was conducted with OpenSees software, and the probability of exceeding the different damage states was estimated using the cloud analysis method, facilitated by the Vulnerability Modelers Toolkit (VMTK) developed by Martins et al. [21].

For the seismic risk assessment in Portugal, we utilized 330 vulnerability functions, covering 110 building classes and 3 risk metrics, as detailed in the following section. As an example, Fig. 4 presents the vulnerability functions for 4 common building classes in Portugal.

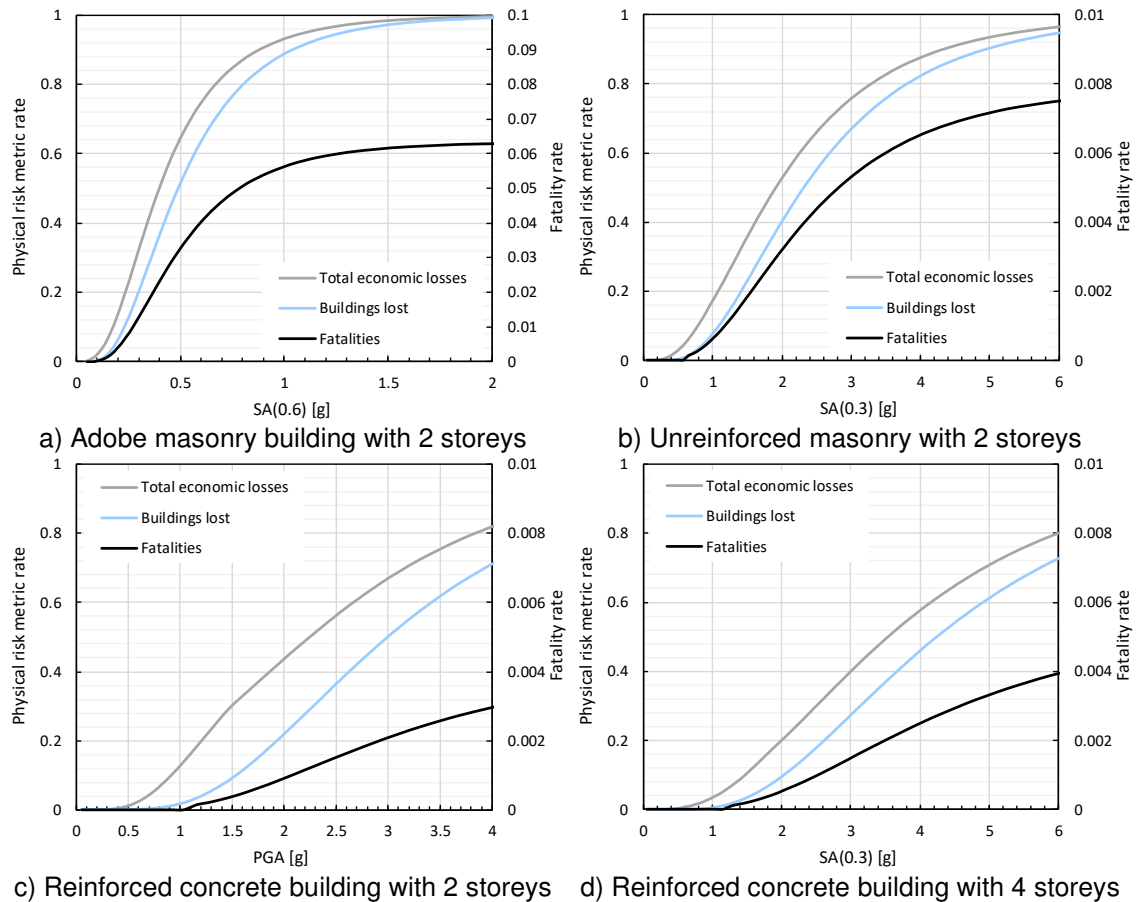


Fig. 4 - Fragility curves for 4 common building classes in Portugal for three risk indicators (economic losses, buildings lost and fatalities).

## 6. SEISMIC RISK ASSESSMENT

The earthquake risk assessment was carried out using the Probabilistic Event-based Risk calculator of the OpenQuake-engine [16]. With the hazard model detailed in Section 3, 100,000 stochastic event sets (SESs) were generated, each lasting one year. The SESs were generated by randomly sampling the source model and ground motion logic trees, based on the associated weights of each branch. Ground motion fields were created for each event in the SES, considering spatial and inter-period correlation in ground motion residuals. By combining ground shaking, vulnerability functions, and exposure details, the expected losses for each event were computed, enabling the creation of event loss tables, loss exceedance curves, and average annualized losses.

Fig. 5 showcases aggregated average annualized results at the district level for three risk metrics: economic losses, buildings with complete damage, and fatalities. Notably, the districts of Lisbon, Setúbal, Faro (Algarve), and the Azores islands face higher earthquake risk due to significant seismic hazard, coupled with a concentrated presence of buildings, population, and economic value (see Fig. 3).

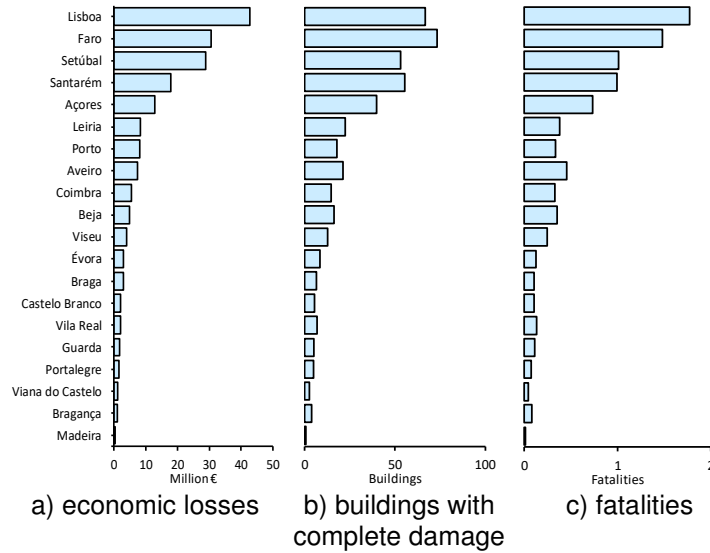


Fig. 5 - Average annualised results aggregated at the district level for three risk metrics.

Fig. 6 presents the maps of the average annualised losses and fatalities at the second administrative level (i.e., *concelho*). We note that the risk calculations were performed at a finer resolution (i.e., *freguesia*), but we decided to aggregate the results at a coarser division for the sake of clarity. The spatial pattern of the risk metrics indicates a higher potential for losses in the Southwest of the country, the Lower Tagus Valley, and the Azores Archipelago.

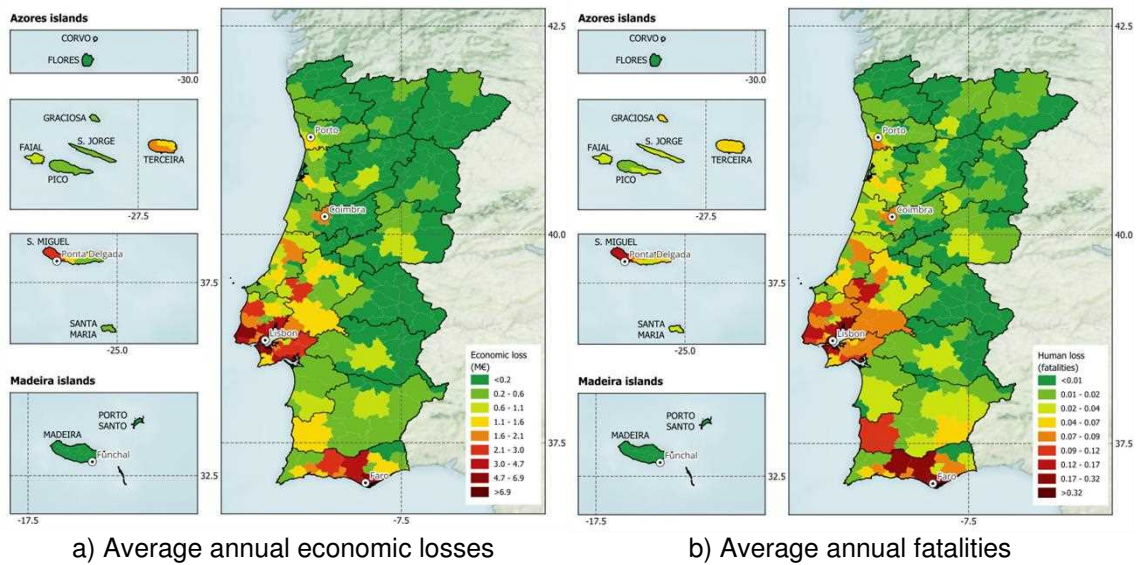


Fig. 6 - Maps of the average annualised losses and fatalities.

Table 1 summarizes the selected earthquake risk metrics at the national level.

Table 1 - Summary of the main earthquake risk metrics for Portugal.

Loss type	Loss value	Loss ratio (‰)
Total losses (M€)	187.76	0.211
Human losses	16.08	0.002
Buildings lost	448	0.117

The economic losses were disaggregated based on the main types of construction (as described in Section 4) and component (structural, nonstructural and contents), as illustrated in Fig. 7. More than half of the economic losses are due to damage in the reinforced concrete building stock, partially due to the fact that a third of these buildings were built before the introduction of the first modern seismic regulation in Portugal (i.e. 1983), but mostly due to the higher costs in comparison with the other typologies. In fact, when these losses are normalized by the economic value, it is clear that unreinforced masonry and adobe has a higher likelihood to suffer damages due to earthquakes.

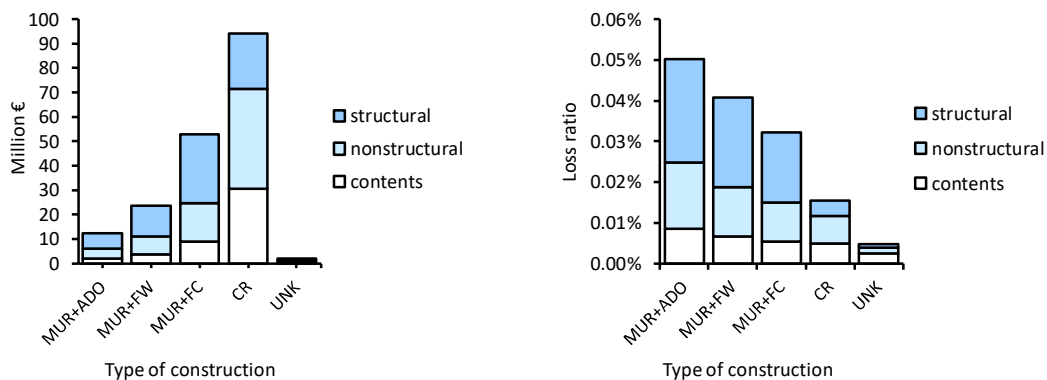


Fig. 7 - Average annual economic losses (left) and loss ratios (right) for different types of construction and occupancy.

## 7. FINAL REMARKS

This study presents an updated view of the seismic risk in Portugal by leveraging recent models and datasets. In addition to previous efforts, it comprehensively assesses earthquake risk across the entire Portuguese territory, including islands and continental regions. The study considers commercial and industrial facilities, calculates risk metrics beyond economic losses, and geographically dissects risk based on construction materials and building components.

The exposure model, utilizing 2021 Building Census data, estimates the replacement cost for Portugal's building stock at around 905 billion EUR—approximately 3.7 times the 2022 Portuguese gross domestic product. Most of the building stock is concentrated in the Metropolitan Areas of Lisbon and Porto, with seismic hazard in the former exceeding 0.15g for a 475-year return period. The estimated annual economic losses of 188 M EUR are significant.

Human impact is relatively low due to the prevalence of 1-2 storey structures, which have lower collapse and fatality rates. The seismic risk map identifies high-risk regions in the Lower Tagus Valley, South of Portugal, and Azores islands, highlighting adobe and unreinforced masonry as the most vulnerable typologies.

Noteworthy uncertainties exist in the models, requiring further sensitivity analysis. The study focuses solely on damage from ground shaking, excluding potential impacts of



tsunamis, landslides, liquefaction, or fire following. Economic losses due to business disruption or post-loss amplification are also unaccounted for and could significantly increase overall losses.

The study's results can be used in identifying earthquake risk hotspots, guiding additional supported risk studies, and facilitating the design and implementation of disaster risk measures, such as retrofitting campaigns, strategic urban planning, emergency plans, and risk awareness initiatives.

## 8. ACKNOWLEDGMENTS

This work was financially supported by national funds through the FCT research project ASSIMILATE - Assessment of Seismic Safety Integrated with Machine Learning and Tremors PTDC/ECI-EGC/7244/2020 (<http://doi.org/10.54499/PTDC/ECI-EGC/7244/2020>), and the FCT/MCTES (PIDDAC), under the project 2022.07628.PTDC - SAFENET – Seismic risk assessment for transportation networks, with DOI 10.54499/2022.07628.PTDC (<https://doi.org/10.54499/2022.07628.PTDC>) and by Base Funding - UIDB/04708/2020 with DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) of the CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções.

## 9. REFERENCES

- [1] SHARE, Seismic Hazard Harmonization in Europe, Grant Agreement ID: 226967 (2012).
- [2] L. Danciu, S. Nandan, C. Reyes, R. Basili, G. Weatherill, C. Beauval, A. Rovida, S. Vilanova, K. Sesetyan, P.-Y. Bard, F. Cotton, S. Wiemer, D. Giardini, The 2020 update of the European Seismic Hazard Model-ESHM20: Model Overview, 2021.
- [3] NERA, Network of European Research Infrastructures for Earthquake Risk Assessment and Mitigation, Grant Agreement ID: 262330 (2014).
- [4] H. Crowley, M. Eeri, V. Despotaki, D. Rodrigues, V. Silva, M. Eeri, E. Riga, A. Karatzetou, Exposure model for European seismic risk assessment, *Earthquake Spectra* 1–22 (2020). <https://doi.org/10.1177/8755293020919429>.
- [5] V. Silva, H. Crowley, H. Varum, Seismic risk assessment for mainland Portugal, *Bulletin of Earthquake Engineering* (2014). <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9630-0>.
- [6] M.L. Sousa, A.C. Costa, Evolution of earthquake losses in Portuguese residential building stock, *Bulletin of Earthquake Engineering* 14 (2016) 2009–2029. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9809-z>.
- [7] G. Tönük, S. Argyroudis, K. Kakderi, M.L. Sousa, Earthquake loss estimation and mitigation in Europe: a review and comparison of alternative approaches, in: 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- [8] K. Pitilakis, H. Crowley, a M. Kaynia, C. Facilities, SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk, 2014. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-7872-6>.
- [9] L. Martins, V. Silva, Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses, *Bulletin of Earthquake Engineering* 19 (2021) 6719–6745. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1>.
- [10] V. Silva, M. Eeri, D. Amo-oduro, A. Calderon, C. Costa, J. Dabbeek, V. Despotaki, L. Martins, M. Pagani, C. Yepes-estrada, A. Acevedo, K. Jaiswal, M. Journeay, Development of a global seismic risk model, *Earthquake Spectra* (2020) 1–23. <https://doi.org/10.1177/8755293019899953>.
- [11] G. Weatherill, H. Crowley, A. Roullé, B. Tourlière, A. Lemoine, C. Gracianne, S.R. Kotha, F. Cotton, Modelling site response at regional scale for the 2020 European Seismic Risk Model (ESRM20), *Bulletin of Earthquake Engineering* 21 (2023) 665–714. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01526-5>.

- [12] R. Sousa, V. Silva, H. Rodrigues, The importance of indirect losses in the seismic risk assessment of industrial buildings – An application to precast RC buildings in Portugal, *International Journal of Disaster Risk Reduction* 74 (2022) 102949. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2022.102949>.
- [13] M. Xofi, J.C. Domingues, P.P. Santos, S. Pereira, S.C. Oliveira, E. Reis, J.L. Zêzere, R.A.C. Garcia, P.B. Lourenço, T.M. Ferreira, Exposure and physical vulnerability indicators to assess seismic risk in urban areas: a step towards a multi-hazard risk analysis, *Geomatics, Natural Hazards and Risk* 13 (2022) 1154–1177. <https://doi.org/10.1080/19475705.2022.2068457>.
- [14] M. Xofi, T.M. Ferreira, J.C. Domingues, P.P. Santos, S. Pereira, S.C. Oliveira, E. Reis, J.L. Zêzere, R.A.C. Garcia, P.B. Lourenço, On the Seismic Vulnerability Assessment of Urban Areas Using Census Data: The Lisbon Metropolitan Area as a Pilot Study Area, *Journal of Earthquake Engineering* (2023). <https://doi.org/10.1080/13632469.2023.2197078>.
- [15] C.S. Oliveira, Studies made since early nineteen ninety in Portugal reducing the seismic risk, in: *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013.
- [16] V. Silva, H. Crowley, M. Pagani, D. Monelli, R. Pinho, Development of the OpenQuake engine, the Global Earthquake Model's open-source software for seismic risk assessment, *Natural Hazards* 72 (2014) 1409–1427. <https://doi.org/10.1007/s11069-013-0618-x>.
- [17] S.P. Vilanova, J.F.B.D. Fonseca, Probabilistic seismic-hazard assessment for Portugal, *Bulletin of the Seismological Society of America* 97 (2007) 1702–1717. <https://doi.org/10.1785/0120050198>.
- [18] RSA, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Portugal, 1983.
- [19] C. Yepes-Estrada, A. Calderon, C. Costa, H. Crowley, J. Dabbeek, M.C. Hoyos, L. Martins, N. Paul, A. Rao, V. Silva, Global building exposure model for earthquake risk assessment, *Earthquake Spectra* (2023). <https://doi.org/10.1177/87552930231194048>.
- [20] K. Jaiswal, D. Wald, K. Porter, A global building inventory for earthquake loss estimation and risk management, *Earthquake Spectra* 26 (2010) 731–748. <https://doi.org/10.1193/1.3450316>.
- [21] L. Martins, V. Silva, H. Crowley, F. Cavalieri, Vulnerability modellers toolkit, an open-source platform for vulnerability analysis, *Bulletin of Earthquake Engineering* 19 (2021) 5691–5709. <https://doi.org/10.1007/S10518-021-01187-W/FIGURES/16>.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **INNOVATIVE APPROACHES FOR THE ESTIMATION OF ROAD DISRUPTIONS IN URBAN CONTEXTS DUE TO EARTHQUAKES**

**CATARINA COSTA**  
Researcher  
FEUP

**VITOR SILVA**  
Researcher  
UA

**GONÇALO LOPES**  
Postdoctoral fellow  
FEUP

### **ABSTRACT**

The recent earthquakes in Turkey and Morocco highlighted how damages to the transportation network can delay emergency and rescue operations, exacerbating the impact of these destructive events. In urban areas, and in particular in historical centres, most road disruptions occur due to debris of collapsed structures. Estimating the extent of debris requires detailed information concerning the built environment, including building footprints and geometric properties, which are often not available. In this study, we explore innovative ways to estimate the likelihood of disruption of roads in urban centres by using simplified metrics to characterize the building portfolio, derived from open datasets. The municipality of Lisbon was used as a case study to test the applicability of the methodology, leading to the identification of hot spots of road disruptions in the region.

**KEY-WORDS:** transportation networks, building debris, exposure model, Lisbon, machine learning

## 1. INTRODUCTION

Transportation networks have a fundamental role after seismic events. In emergency operations, it is crucial that these systems continue to operate properly, not only for rescue operations and transport of injured to medical centers but also to provide adequate assistance to the affected population. As seen in recent seismic events such as Turkey/Syria [1] and Morocco [2], these systems are often damaged, which delays the assistance and exacerbates the impact of such events. Understanding the road network and assessing its possible disruptions is the first step to inform and implement preparedness measures, which can make a substantial difference in the final impact of an event [3].

In urban centres, one of the main causes of disruptions of the road network is the occupancy of the road due to the debris of collapsed buildings [4]. In recent years, a growing number of studies has been developed related to this topic, which tackle for example road blockage due to building damage [5], accessibility to specific neighbourhoods [6], or estimating short and long term road disruptions [7]. To estimate disruptions due to building debris, it is necessary to understand which buildings are more prone to collapse, and in case they collapse, whether they will affect or not the adjacent roads. This analysis requires detailed building-by-building information about the portfolio of the urban centre (regarding its vulnerability to seismic actions but also the buildings' height and footprints), and about the road network (e.g., number of lanes, distance between the road and the building façades). These detailed inputs, especially the ones related to the building portfolio, are often difficult to obtain in a large scale, making this type of analysis highly time consuming or even impracticable.

In this study, we explore a machine learning model to identify areas in urban centres with a higher likelihood of having disrupted roads after seismic events, using input data which is available and easily accessible at the global scale. We use the municipality of Lisbon as a case study, since this region has detailed information necessary to develop and properly test the model.

## 2. MODELLING ROAD DISRUPTIONS IN URBAN CENTERS

The main goal of this study is to derive a model that identifies hot spots of risk in urban centres; areas that are more prone to have road disruptions after a seismic event. To create the dataset that will be used to train and test the model, we started by developing a detailed building-by-building exposure model for Lisbon. This exposure model is fundamental to understand, considering the building geometry and the distance to the closest roads, which roads will be affected by building collapses and consequent debris. The exposure model was developed considering the building footprints from OpenStreetMap (OSM) [8]. After filtering footprints with areas below 20 m<sup>2</sup>, we sampled the building heights using as a reference the distribution of building heights for each census tract, from the 2021 housing census data for Lisbon [9]. Then, considering the road network extracted also from OSM, we calculated the distance between each building façade and the closest road. Using the collapse model by Argyroudis *et al.* [10], and taking into account the building height, we estimated the length of debris for each building, and assessed if the adjacent road would be disrupted, in case of building collapse.

In this analysis, the city of Lisbon was divided into uniform grid cells with 100x100m. Considering the buildings in the exposure model, different random realizations of collapses were sampled for each grid cell. Based on the building geometry, the distance to the road and the collapses for each simulation, we were able to calculate road disruptions for each grid cell.

The dataset with road disruptions produced at this point was obtained using detailed information about the buildings, namely its footprint and the distance to the closest road. The goal of the model proposed in this paper is to achieve similar results without considering such detailed inputs. Instead, the model will use as input specific variables, which are openly accessible and available worldwide.

For each grid cell, we collected different variables for Lisbon which are related to road disruption: the built environment and the road network in the city. In broad terms, the variables used in the model can be classified into three main types: GHS data, road network, and building characterization. The GHS data presents values for 2020 and includes built-up surface [11] (Figure 1 left), built-up volume [12], built-up height [13] and population [14] in a 100x100 m<sup>2</sup> grid. The road network, extracted from OSM, was used to calculate different statistics at the grid cell level: the road length, the road area, the number of intersections, and the maximum and average road width. Using the built-up surface and road area, we calculated the grid cell open space, which corresponds to the area that is not occupied by buildings or by roads. The building characterization was based on the exposure model developed from the OpenStreetMap footprints. For each grid cell, we calculated the total number of buildings (Figure 1 right) and the number of buildings according to the height distribution (low, mid and high rise).

For each collapse realization previously sampled, the number of collapsed buildings per height (low, mid and high rise) was also included in the model, as well as the percentage of total buildings collapsed.

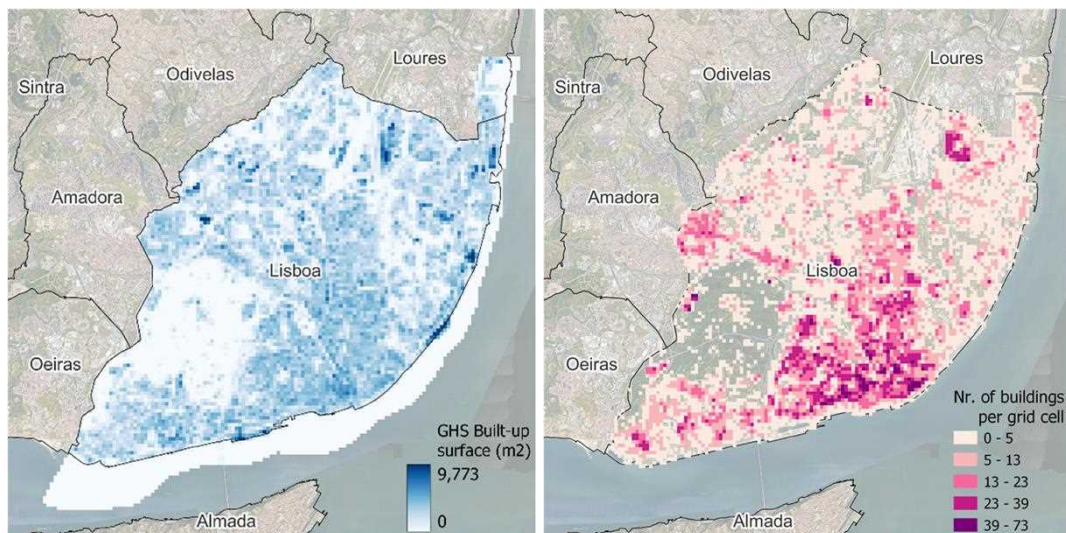


Figure 1 – GHS built-up surface (left) and number of buildings in each grid cell (right).

Using a statistical framework, we explored the relationship between the described input variables and the existence of road disruptions in each grid cell. The input variables correspond to the set of independent variables used, and the road disruption was assumed as the dependent variable. The model developed tries to identify the correlation between the independent variables and the dependent one, and understand if it is possible to explain road disruption in each grid cell as a function of the selected input variables.

Given the number of input variables and number of grid cells used, we decided to explore machine learning algorithms to fit a classification model. These models allow the simulation of complex problems using a wide number of variables. In this study, we used the random forests algorithm featured in the sci-kit learn python library [15]. When using random forest for classification tasks, each decision tree makes a prediction of the dependent variable (will this grid cell have disrupted roads?) and can capture complex

non-linear relationships between the independent and dependent variables. The algorithm associates each observation to a specific category, which corresponds to the majority of all the categories simulated by all the decision trees considered. This model explores the binary classification, in which “0” means no disruptions occurred in the grid cell and “1” corresponds to the cases where there were disruptions in the grid cell.

In this process, the complete dataset is divided into two parts. The first one (training dataset) is used to fit the classification model, while the second part of the dataset is used to test the model (test dataset). In this study, we used 80% of the dataset to train the model and 20% of the observations to test it.

### 3. RANDOM FOREST MODEL

Having the final input variables, divided into the training and testing dataset, we started by fitting the classification model to the training data, using the set of variables presented in the previous chapter. To have a more efficient and effective model, we did a filtering of the variables, by selecting the ones with a higher predictive skill, and omitting from the model the ones with lower importance. Table 2 shows the score of each variable, highlighting the most relevant ones. After testing the impact of the different variables, we decided to omit the 6 variables with lower score, as this simplification did not impact the performance metrics of the model.

Table 1- Score of the input variables.

Variable	Score
Nr collapsed buildings high rise	0.206
Total nr of collapsed buildings	0.139
Total nr of collapsed buildings (%)	0.131
Nr buildings in the grid cell	0.066
Nr buildings high rise	0.053
OSM length (m)	0.046
Nr collapsed buildings mid rise	0.041
OSM area (m <sup>2</sup> )	0.037
Open space (m <sup>2</sup> )	0.034
Average road width (m)	0.032
GHS Built Surface (m <sup>2</sup> )	0.031
GHS Population	0.030
Nr buildings mid rise	0.028
GHS Built Height (m)	0.027
GHS Built Volume (m <sup>3</sup> )	0.027
OSM number of intersections	0.022
Nr buildings low rise	0.022
Nr collapsed buildings low rise	0.022
OSM maximum road width (m)	0.006

In a classification random forest model, the predicted class depends on the classification threshold – the boundary value used to assign a certain class to each observation. In binary classification tasks, it is common to assign a value of 0.5 to this threshold, meaning that the predicted class will correspond to the majority of the value obtained among the decision trees considered. However, other threshold values can be considered and can lead to different precision and recall values, as seen in Figure 2. In our case, 0.5 is the value that leads to better precision and recall values, so we decided to keep this value as the decision threshold.

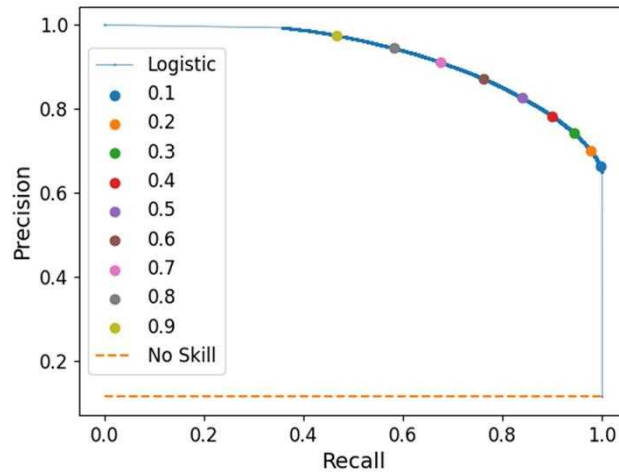


Figure 2 – Precision-recall curve and decision threshold points.

To test the performance of the model, one of the classification metrics that is commonly used is the accuracy, which quantifies the proportion of correct predictions. In our model, the accuracy is 0.96, which means that the model gives correct predictions in 96% of the cases. This can be seen in the “confusion matrix” in Figure 3, which presents the combinations of “predicted” and “true” values.

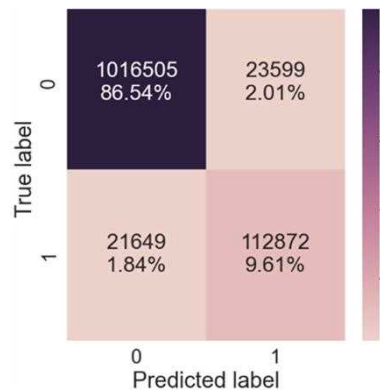


Figure 3 – Confusion matrix

As can also be seen in the confusion matrix, our dataset is highly imbalanced – the number of “0” observations (i.e., no disruptions) is around 90%, much higher than the number of observations with road disruptions. In such cases, specific metrics need to be used to assess the validity of the model to predict the cases when road disruptions occur, such as the precision (number of correct “1” predictions divided by the total number of “1” predictions) and recall (or sensitivity – number of correct “1” predictions divided by the total number of correct predictions of the model). The *f1 score* is also a useful metric to evaluate the model, which combines precision and recall into only one metric, as seen in equation (1). The closer this value is to 1, the better is the model performance.

$$f1 = \frac{2 * Precision * Recall}{Precision + Recall} \quad (1)$$

The performance metrics obtained to predict road disruptions are shown in Table 1.



Table 2 - Performance metrics obtained for predicting road disruptions.

Performance metric	Value
Precision	0.83
Recall	0.84
f-1 score	0.83

After analysing the model results for each single observation, we calculated the average probability of disruption for each grid. Figure 4 illustrates a strong correlation between the disruption probabilities for each grid cell of Lisbon calculated considering the training dataset and the predicted values using the test dataset.

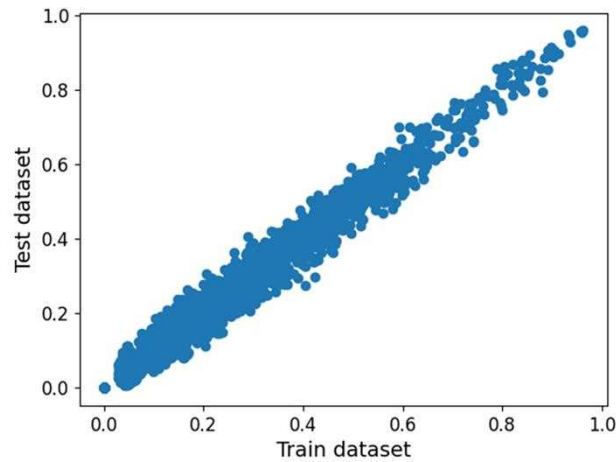


Figure 4 – Disruption probabilities for each grid cell: comparison between the training and testing dataset.

Plotting the disruption probabilities in a map allows the identification of the areas with a higher likelihood of having disruption. The map for Lisbon, shown in Figure 5 (left), shows that the parishes of Santa Maria Maior, Misericórdia and São Vicente are the ones where road disruptions are more likely following a seismic event. On the right, we see the difference between the disruption probabilities calculated from the training dataset and the ones predicted from the model. The differences are consistently lower than 5% throughout the city.

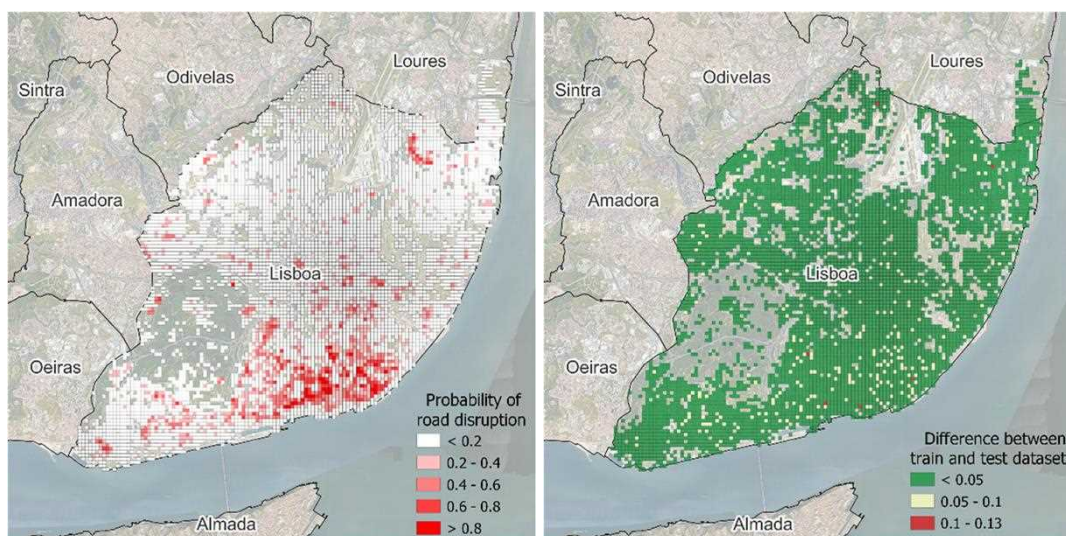


Figure 5 – Map with the disruption probability of each grid cell.

#### 4. VALIDATION OF THE RESULTS AT THE PARISH LEVEL

One of the inputs of the proposed model is the number of buildings in each grid cell, which was retrieved from the OpenStreetMap footprints. Building-by-building exposure models are quite rare, especially in large urban areas, since they require detailed information to be developed, which is often inexistent or not publicly available. In most of the cases, exposure models are developed from national census [16], which present information aggregated at the parish level. This information can then be disaggregated to finer resolutions using different techniques and proxy data .

In this section, we explored the sensitivity of the model results to this specific input. Starting from the total number of buildings at the parish level, this variable was disaggregated to the grid cell level based on the population dataset of GHS. Then, we recalculated the road disruptions in each grid cell, using the previously trained model and the new building distribution.

Considering the grid cells inside each parish, we calculated the average probability of having disruptions for each parish. The results, presented in Figure 6, show a remarkable agreement with the previous outputs, showing that the model provides reliable estimates of road disruptions at the parish level when the aggregated number of building at the parish level is used.

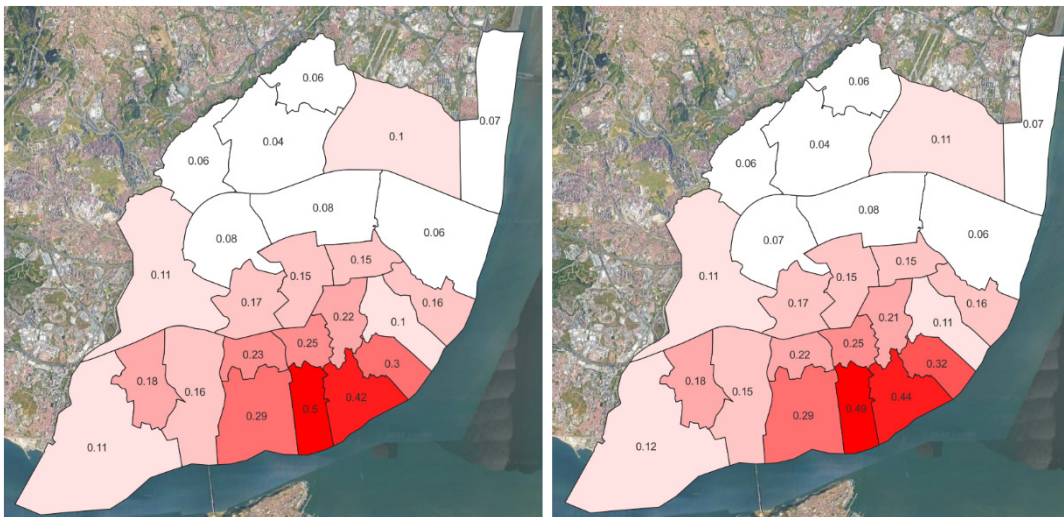


Figure 6 – Average probability of road disruptions per parish, using the OSM building footprints (left) and the number of buildings aggregated at the parish level (right).

#### 5. FINAL REMARKS

This paper proposes a machine learning model to identify areas inside a city with a higher likelihood of having road disruptions following a seismic event. Using the city of Lisbon as a case study, we collected detailed information about the building stock of the municipality and developed a building-by-building exposure model which included the building height and footprints. Using this information, as well as the road network from OSM, we were able to estimate, for a random selection of building collapses, the road disruptions that would occur due to the debris of collapsed or highly damaged buildings.

A random forest classification algorithm was developed, based on a set of input variables, to analyse the correlation between this input data and the occurrence of road disruptions. The variables considered represent the building distribution and

characterization, the road network and the building collapses, and are all open and publicly available worldwide.

The model identifies areas of the city which are expected to suffer greater road disruptions, and where accessibility might be more compromised, following seismic events. The development of such studies and risk information can be useful to identify and prioritize areas where preparedness and risk reduction measures should be implemented, and hopefully, reduce the impacts of a possible future event in the municipality.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was financially supported by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC), under the project 2022.07628.PTDC - SAFENET – Seismic risk assessment for transportation networks, with DOI 10.54499/2022.07628.PTDC (<https://doi.org/10.54499/2022.07628.PTDC>) and by Base Funding - UIDB/04708/2020 with DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) of the CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções.

## 7. REFERENCES

- [1] <https://www.newcivilengineer.com/latest/infrastructure-damage-highlights-severe-impact-of-turkey-and-syria-earthquakes-13-02-2023/>
- [2] <https://www.nytimes.com/2023/09/20/world/middleeast/atlas-mountains-pass-morocco-earthquake.html>
- [3] Yilmaz S (2023) Transportation model utilized in the first week following the Kahramanmaras earthquakes in Turkey – Transport health centers. *Scandinavian Journal of Trauma, Resuscitation and Emergency Medicine*. Volume 31 Article 40
- [4] Costa C, Figueiredo R, Silva V, Bazzurro P (2020) Application of open tools and datasets to probabilistic modeling of road traffic disruptions due to earthquake damage, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 49:1236-1255
- [5] Yu Y, Gardoni P. (2022) Predicting road blockage due to building damage following earthquakes. *Reliability Engineering and System Safety* 219, 108220
- [6] Golla A, Bhattacharya S, Gupta S (2020) The accessibility of urban neighborhoods when buildings collapse due to an earthquake. *Transportation Research Part D: Transport and Environment* 86, 102439
- [7] Goretti A, Sarli V (2006) Road Network and Damaged Buildings in Urban Areas: Short and Long-term Interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering* 4:159–175. DOI 10.1007/s10518-006-9004-3
- [8] OpenStreetMap Contributors. (2015) Planet dump [Data file from 2023-10-03] Retrieved from <https://planet.openstreetmap.org>.
- [9] INE – Statistics Portugal (2022) Census 2021 - XVI Population Census. VI Housing Census ISSN: 0872-6493. Available from [www.ine.pt](http://www.ine.pt)
- [10] Argyroudou S, Selva J, Gehl P, Pitilakis K. (2015) Systemic seismic risk assessment of road networks considering interactions with the built environment. *Comput Civ Infrastruct Eng.*; 30(7):524-540. <https://doi.org/10.1111/mice.12136>
- [11] Pesaresi M, Politis P (2023) a: GHS-BUILT-S R2023A - GHS built-up surface grid, derived from Sentinel2 composite and Landsat, multitemporal (1975-2030). European Commission, Joint Research Centre (JRC).
- [12] Pesaresi M, Politis P (2023) b: GHS-BUILT-V R2023A - GHS built-up volume grids derived from joint assessment of Sentinel2, Landsat, and global DEM data, multitemporal (1975-2030). European Commission, Joint Research Centre (JRC)
- [13] Pesaresi M, Politis P (2023) c: GHS-BUILT-H R2023A - GHS building height, derived from AW3D30, SRTM30, and Sentinel2 composite (2018). European Commission, Joint Research Centre (JRC)

- [14] Schiavina M., Freire S., Carioli A., MacManus K. (2023): GHS-POP R2023A - GHS population grid multitemporal (1975-2030). European Commission, Joint Research Centre (JRC)
- [15] Pedregosa F, Varoquaux G, Gramfort A, Michel V, Thirion B, Grisel O, Blondel M, Prettenhofer P, Weiss R, Dubourg V, VanderPlas J, Passos A, Cournapeau D, Brucher M, Perrot M, Duchesnay E (2011) Scikit-learn: Machine Learning in Python. *J. Mach. Learn. Res.* 12: 2825-2830.
- [16] Yepes-Estrada C, Calderon A, Costa C, Crowley H, Dabeek J, Hoyos M, Martins L, Paul N, Rao A, Silva V. Global building exposure model for earthquake risk assessment. *Earthquake Spectra.* 2023;39(4):2212-2235. doi:[10.1177/87552930231194048](https://doi.org/10.1177/87552930231194048)

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **THE BENEFITS OF LOW-COST SENSORS IN RAPID EARTHQUAKE LOSS ASSESSMENT**

**VITOR SILVA**  
Principal Investigator  
University of Aveiro

**AMIR TAHERIAN**  
PhD Candidate  
University of Aveiro

**ROMEU VICENTE**  
Full Professor  
University of Aveiro

### **ABSTRACT**

The assessment of the potential consequences of earthquake shortly after their occurrence is fundamental to manage response and emergency operations. Systems for the rapid estimation of earthquake impact can be critical in disaster risk management, but they remain cost-prohibitive for most countries. In this study, we demonstrate for seismic monitoring can improve the accuracy and reliability of a rapid loss assessment system. Considering the district of Lisbon (Portugal), we investigated how ground motion sensors should be spatially distributed according to different criteria to minimize costs, while maximizing accuracy and reliability. We simulate hundreds of seismic events using stochastic simulations with and without the network of sensors, and estimate the potential impact in terms economic losses, number of damaged buildings, and fatalities. These results can support the design of future systems, or the improvement of existing frameworks.

**KEYWORDS:** Loss estimation, seismic risk, vulnerability, impact assessment.

## 1. INTRODUCTION

Seismic networks are a fundamental tool to better understand the nature and potential consequences of earthquakes, as well as to plan the development of disaster risk management measures. Prior to the occurrence of destructive earthquakes, seismic monitoring can support seismologists and earthquake engineers in the development of probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) models, calibration of ground motion models (GMMs), or the creation of earthquake scenarios. Once an event occurs, these networks can support the issuance of early warnings (e.g., [1-3]) or the rapid assessment of the expected losses, damage, injuries, and fatalities (e.g., [4]). The former action has the potential to reduce casualties by allowing the population to pursue protective measures, whereas the latter can support several emergency operations. These can include the identification of regions where response teams should be deployed, advise agencies and utilities about the need to activate contingency plans, inform the (re)insurance sector about the potential for large claims, and support international organizations such as the European Union or the World Bank in releasing financial support.

Several rapid loss assessment systems have been developed in the past at the urban (e.g. Istanbul [5]), regional (e.g., Romanian-Bulgarian border [6]), national (e.g., Japan [7]; Portugal [8]; United States [9]), continental (Europe - RISE project - [www.rise-eu.org](http://www.rise-eu.org)) and globally (PAGER [10]; WAPMERR [11]) level. In general, these systems rely on three main components to estimate losses and/or building damage: 1) an exposure model characterizing the location, value, and vulnerability attributes of the assets; 2) a set of fragility or vulnerability functions establishing the likelihood of damage or loss conditional on an intensity measure (IM); and 3) sets of ground motion fields (also known as hazard footprints). The estimation of the ground shaking can be performed following different strategies, spanning from the simple application of a GMM using an epicenter estimated shortly after the occurrence of the seismic event (e.g., [8]), to more complex procedures that incorporates data from seismic stations to reduce the bias and uncertainty in the resulting losses (e.g., [12]).

Amongst these three components, the estimation of the ground shaking is arguably the most influential and constrainable factor [13,14]. The impact of the epistemic and aleatory uncertainty from GMM in earthquake scenarios has been thoroughly discussed in the literature (e.g., [15,16]). These studies demonstrated that different GMMs can lead to differences in the loss results by a factor of 2 to 4. On the other hand, the influence of the aleatory variability (i.e., sigma from the GMMs) can lead to a range of losses spanning 1 order of magnitude. For example, Fiorini *et al.* [15] estimated the number of unusable buildings considering the characteristics of the 2009 M6.3 L'Aquila earthquake (on soil) and indicated values ranging from 1,000 to almost 45,000 buildings. This degree of variability in the loss and damage estimates renders the results less useful for most purposes. A localized impact might be dealt by local authorities, while a more widespread impact might require assistance from the central government or even the international community. Using the example for Italy, 1,000 unusable buildings could translate into 3,000 people left homeless, while 45,000 could represent more than 100,000 people displaced.

It is thus fundamental to explore techniques to reduce the uncertainty and bias in the ground shaking component. Some studies [17,18] demonstrated how data from seismic stations can be combined with spatial and inter-period correlation models to significantly improve the reliability of ground shaking estimates in regions affected by destructive events. However, the performance of such techniques depends heavily on the density and quality of the seismic network in the affected region. Dense seismic networks only exist in several limited regions in the world (e.g., China, Italy, Japan, Taiwan, New Zealand, the west coast of the United States). More frequently, less than half a dozen seismic stations exist in any given region, or even none in less-developed nations. The paucity of seismic stations is partially due to the costs of installing and maintaining many

devices. However, the rise in low-cost sensors capable of detecting and measuring ground shaking data in a continuous manner is changing the way in which rapid loss assessment systems can be designed.

In this study, we demonstrate the impact of incorporating data from increasingly dense seismic networks in the estimation of damage and losses. Using ground motion fields generated using stochastic simulations (e.g., [19,20]) for the district of Lisbon (Portugal), we evaluated the reduction in the estimation error of a set of impact metrics (i.e., economic losses, collapsed buildings, and fatalities), considering seismic networks with different densities. In this process, we investigated how different criteria to spatially distribute an increasing number of seismic stations can influence the accuracy of the impact metrics. These findings are useful to strategically design seismic networks for the purposes of impact assessment, while reducing costs and maximizing the available resources

## 2. CONDITIONING GROUND MOTION FIELDS

The main source of uncertainty in the evaluation of earthquake impact scenarios is undeniably in the ground shaking component (e.g., [13,16]). The estimation of the ground shaking is characterized by two types of uncertainty: epistemic and aleatory. The former is related to our lack of knowledge or data regarding the expected ground shaking in the region, and it is usually incorporated in earthquake scenarios by considering multiple GMMs. In theory, with additional data, this source of uncertainty could be minimized. The second type of uncertainty is related to the randomness of the ground shaking process, and it cannot be completely reduced. A ground shaking intensity measure (IM) at a given site is typically estimated using the following equation:

$$\text{Log}(IM) = \mu(M, R, \theta) + \zeta \quad (1)$$

Where IM stands for an intensity measure such as peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV), spectral acceleration (SA), amongst others.  $\mu(M, R, \theta)$  represents the mean logarithm of the estimated ground shaking, as a function of the magnitude ( $M$ ), some measure of distance ( $R$ ) and other parameters ( $\theta$ ) such as local site conditions or faulting mechanism.  $\zeta$  represents the total residual of  $\text{Log}(IM)$ . By treating the the total residual as a linear mixed-effects model [12,21], equation (1) can be re-written as follows:

$$\text{Log}(IM) = \mu(M, R, \theta) + B + W \quad (2)$$

Where  $B$  stands for the between-event residual (i.e., representing the variability in the ground shaking amongst events with the same magnitude) and  $W$  refers to the within-event residual (i.e., representing the variability within the same event, for sites at the same distance and soil conditions). These residuals typically follow a normal distribution, and for the assessment of earthquake damage or losses, they can be randomly sampled or numerically integrated using the respective standard deviations associated with each GMM.

For the purposes of this study, we consider the distance to the rupture surface is known (i.e., the fault geometry is well constrained). Of course, in the early stages of estimating earthquake shaking, uncertainty in earthquake source parameters, namely its magnitude and location, and rupture geometry for larger events with fault finiteness, can dominate shaking uncertainties, but these characteristics are highly event specific. These considerations are critical and would only add to the uncertainties discussed herein [22].

Ideally, a dense network of seismic stations would exist in the regions affected by destructive earthquakes that would allow loss modelers to estimate the expected impact with little to no uncertainty in the ground shaking component. In fact, in such idealized



cases, GMMs or a rupture model would not be required. In reality, the density of seismic networks is frequently insufficient, even in countries with well-developed networks (assuming the station data are all immediately available, which has not always been the case). In these situations, it is necessary to employ GMMs to estimate ground shaking in the regions far from recording stations. However, as discussed in several studies in the last decade [12,17], spatial and inter-period correlation models can be used to infer the expected ground shaking at sites without a seismic station nearby.

In this study, we evaluate the benefits of incorporating data from seismic stations in the estimation of ground shaking, building damages and economic losses considering different seismic events and seismic network densities. In our evaluation, we considered several seismic events and calculated the mean between-event ( $\mu_B$ ) term (also known as the event bias) for each event and each  $IM_k$  based on data from seismic stations (real or hypothetical), as described by the following expression (adapted from Engler et al. [12]):

$$\mu_{B_k} = \frac{\tau_s^T \Sigma_{W_s W_s}^{-1} (y_s - \mu(M, R, \theta))}{1 + \tau_s^T \Sigma_{W_s W_s}^{-1} \tau_s} \tau_k \quad (3)$$

Where  $\tau_s$  is a vector with the standard deviations of the between-event term for all observations (or seismic stations –  $s$ ),  $\Sigma_{W_s W_s}$  is the covariance matrix between all observations calculated using the standard deviations of the within-event (W) term,  $y_s$  is a vector with the natural logarithm of the recorded ground shaking,  $\mu(M, R, \theta)$  is the median ground shaking at the location of each observation, and  $\tau_k$  is a vector with the standard deviations of the between-event term for each  $IM_k$ . The between-event term has a probabilistic distribution (with a mean and standard deviation) as described by Engler et al. [12]. For the sake of simplicity, in this study we used only the mean of this term.

For the evaluation of the benefits of incorporation data from dense seismic networks, ground motion recordings caused by strong earthquakes in regions with hundreds of seismic stations should be used. However, except for a few examples, such cases are rare. In this study, we generated hundreds seismic events for the district of Lisbon, and calculates ground motion fields using a GMM, conditioned on a number of “hypothetical” seismic stations whose ground motion recordings were generated using stochastic simulations. We considered an increasing number of stations to understand how including data from seismic stations in the loss assessment process improves the accuracy and reliability of the impact estimates.

### 3. BENEFITS IN THE ASSESSMENT OF ECONOMIC LOSSES, DAMAGE AND FATALITIES

One of the reasons for conditioning ground shaking (as performed by the USGS ShakeMap system [17]) is the potential to improve the assessment of economic losses, damages, and fatalities (e.g., [18]), particularly in the hours or days after the occurrence of destructive events. These potential benefits are visible in the evolution of the economic and loss estimates issued by the USGS PAGER system [22], which get closer to the reported impact once data from seismic networks is incorporated in the impact assessment. In this section, we quantified the potential error in the estimation of economic losses, damages, and fatalities considering the district of Lisbon, Portugal.

#### 3.1 Exposure and vulnerability models

As previously described, damage and loss assessments require an exposure model of the region of interest, a set of vulnerability or fragility functions, and one or multiple

ground shaking fields. We used the exposure model originally developed within the scope of the H2020 European project SERA [23]. This model used housing and socio-economic data from the 2011 national census survey to create an exposure model at the smallest available administrative level (“*freguesia*”). This model was then further disaggregated on an evenly spaced grid following a 0.02x0.02 decimal degrees spatial resolution. For the vulnerability component, we used the vulnerability functions from the global vulnerability database supported by the Global Earthquake Model (GEM [24]). This database includes analytically derived vulnerability functions for each building class in the exposure model and has been extensively used in probabilistic seismic risk analysis in Europe. All models are publicly available through repositories as described in the associated publications. The economic value and number of buildings at the third administrative level for the Lisbon district are presented in Figure 1. The spatial distribution of the building stock and population is critical when considering a strategic distribution of seismic stations, as demonstrated in this section.

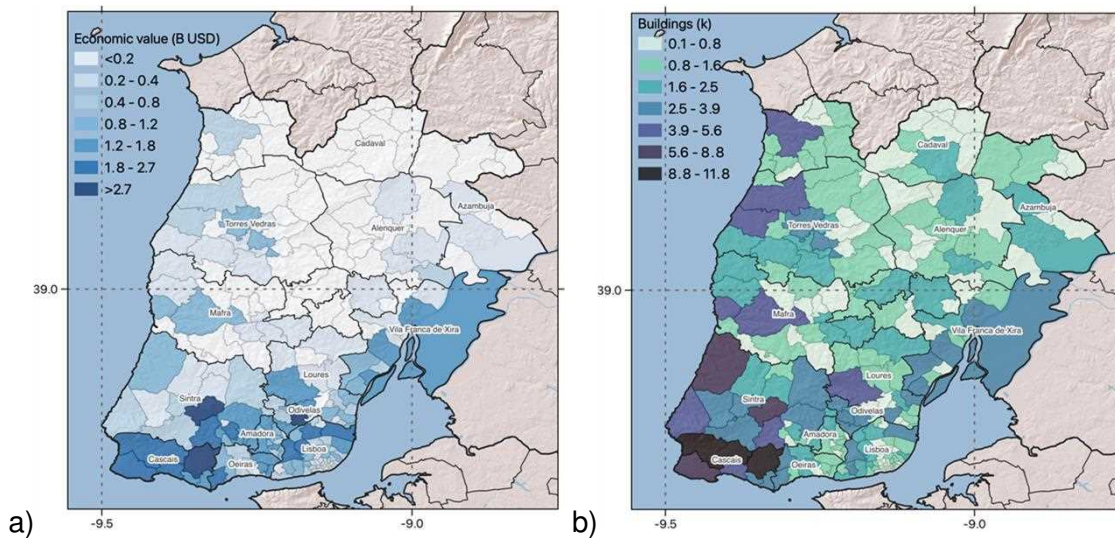


Figure 1 – Spatial distribution of: a) economic value (in billion USD), and a) number of buildings (in thousands) at the third administrative level (i.e., *freguesia*).

### 3.2 Ground shaking estimation and conditioning

We randomly sampled 10,000 years of earthquake ruptures with a minimum moment magnitude of 5.25 around the Lisbon district using the European Seismic Hazard Model (ESHM20 [25]) and the OpenQuake-engine [26]. Since ground motion recordings for all the generated events do not obviously exist, we used the EXSIM code [20] to perform stochastic simulations and compute the spatial distribution of ground shaking in the entire country, as summarized in this section.

EXSIM is a stochastic finite-source simulation algorithm available as open-source code, which generates synthetic ground motion records for specific earthquake scenarios. The methodology involves dividing a fault plane, sized according to its seismic moment, into an array of subsources. Each subsource is treated as a point source, and time series from these subsources are simulated using the point-source stochastic model developed by Boore [19]. The model simulates ground motion using random Gaussian noise with a specified duration and an underlying spectrum derived from the Brune [27] point-source model. The resulting time series from all subsources are combined in the time domain, considering appropriate time delays for rupture front propagation. Brune’s model defines the Fourier spectrum based on seismic moment ( $M_0$ ) and stress drop ( $\Delta\sigma$ ), with attenuation in the frequency domain according to an empirical model. This empirical attenuation model characterizes the path effects, and it is composed of two components: geometrical spreading (G) and anelastic attenuation (Q). The first term describes the

ground motion attenuation as a function of distance, while the latter is a frequency-dependent attenuation parameter. The spectra are additionally attenuated using a spectral decay parameter ( $\kappa$ ).

We computed ground shaking on an evenly spaced grid with a  $2 \times 2 \text{ km}^2$  spatial resolution. To improve computational performance, locations with fewer than 100 people (according to the population dataset WorldPop) were excluded, leading a total of 1,114 sites. Ground shaking was also calculated at the locations of the 7 seismic stations currently installed in the district of Lisbon (see Figure 2), as part of the national seismic network. We excluded events that did not generate significant ground shaking. The modelling parameters were specifically derived for Western Iberia, and are summarized in Table 1.

Table 1 – Modelling parameters assumed for the ground shaking stochastic simulations for the Lisbon District.

Parameter	Median Value
Crustal shear wave velocity ( $\beta$ )	3.5 Km/s
Crustal density ( $\rho$ )	2.8 g/cm <sup>3</sup>
Stress drop ( $\Delta\sigma$ )	50 bars (inland) / 140 bars (offshore)
Rupture propagation speed	0.8 $\beta$
Pulsing percentage (%)	50%
Kappa ( $\kappa_0$ )	0.025
Geometrical spreading function, $R^n, n =$	Inland -1.1 ( $R \leq 70 \text{ km}$ ) 0.2 ( $70 \text{ km} < R \leq 100 \text{ km}$ ) -1.57 ( $R > 100 \text{ km}$ )
	Offshore -1.1 ( $R \leq 115 \text{ km}$ ) -1.5 ( $R > 115 \text{ km}$ )
Quality factor (Q)	$Q(f) = \begin{cases} \text{Max}(500, 120f^{0.93}) & \text{Inland} \\ \text{Max}(800, 65f^{1.07}) & \text{Offshore} \end{cases}$
Distance-dependent duration, $d R,$ $d =$	Inland 0.13 ( $R \leq 70 \text{ km}$ ) 0.09 ( $70 \text{ km} < R \leq 120 \text{ km}$ ) 0.05 ( $R > 120 \text{ km}$ )
	Offshore 0.12 ( $R \leq 115 \text{ km}$ ) 0.02 ( $R > 115 \text{ km}$ )
Hypocenter location and slip duration	Random
Pulsing percentage (%)	50

Figure 2a illustrates the generated stochastic event set around the district of Lisbon, while Figure 2b presents one realization of the distribution of PGA for a random event, with an epicentre and magnitude identical to the historical 1909 M6.0 Benavente earthquake. For each sampled event, we assumed that the ground shaking generated using the stochastic simulation is the “true” ground shaking for that event.

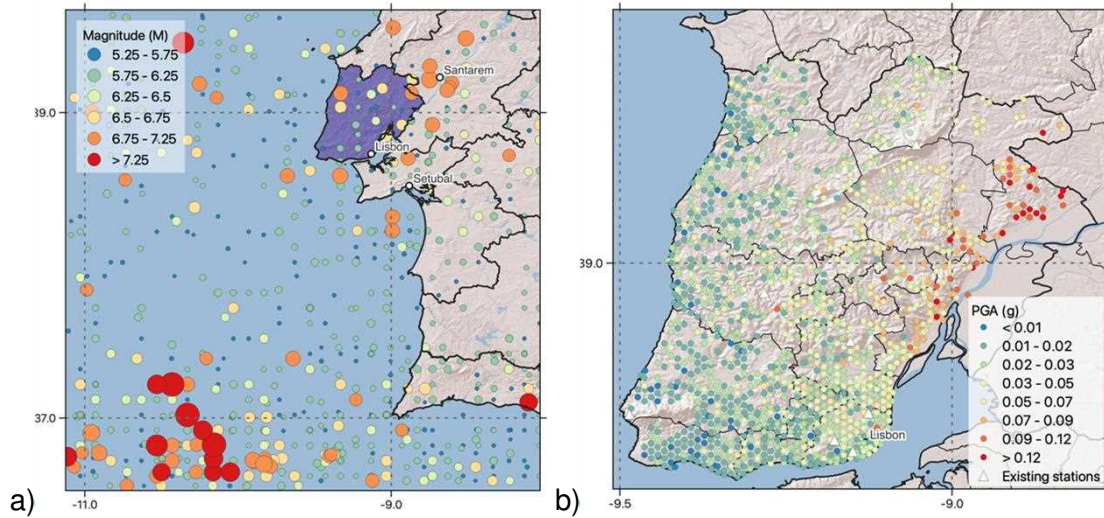


Figure 2 – Stochastic event set for a region around the district of Lisbon using the seismic hazard model proposed by Danciu *et al.* [25] and b) ground shaking (in terms of PGA in g) at the target sites (represented by circles) for an hypothetical earthquake with a location and magnitude identical to the historical 1909 M6.0 Benavente earthquake. the existing seismic network in the district of Lisbon is represented by the white triangles.

### 3.3 Evaluation of the benefits of seismic monitoring in impact assessment

For each sampled event, we calculated the economic losses, number of collapsed buildings, and fatalities using the ground shaking calculated using the stochastic simulation, and assumed to be the “true” ground shaking for the associated event. Then, for the evaluation of how the incorporation of data from seismic stations could improve the accuracy of the impact assessment for the region, we followed the steps below:

1. The “true” ground shaking at the location of the seismic stations was collected and assumed to be the only ground motion data available shortly after the occurrence of an earthquake (along with the epicentre, magnitude, and moment tensor).
2. Using the estimated seismic rupture (i.e., epicentre, magnitude, and geometry based on the dip, rake and strike angles), the data from the seismic stations, one ground motion model, and a spatial and inter-period correlation model, we generated 100 realizations of conditioned ground shaking in the district. We used the Akkar *et al.* [28] GMM and correlation models from Jayaram and Baker [29] and Goda and Atkinson [30]. We generated conditioned cross-correlated ground motion fields for PGA and spectral acceleration (SA) at 0.3, 0.6 and 1.0 seconds (i.e., the intensity measures used by the vulnerability models).
3. Using the ground shaking conditioned on the data from the seismic stations, we calculated the same loss metrics (i.e., economic losses, number of collapsed buildings, and fatalities).
4. We compared these loss metrics with the ones calculated using the “true” ground shaking to evaluate the reduction in the error due to the incorporation of seismic station data. This error was calculated according to the following equation:

$$\varepsilon_{\text{impact metric}} = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \frac{\text{abs}(l_{\text{asset}_i} - L_{\text{asset}_i})}{L_{\text{asset}_i}} \quad (4)$$

Where  $l_{\text{asset}_i}$  stands for estimated loss metrics for asset  $i$ ,  $L_{\text{asset}_i}$  represents the “true” loss metric, and  $m$  is the total number of assets. We considered an increasing number of seismic stations in the region to evaluate how the error decreases with the additional ground motion data. However, for the assessment of losses, it is illogical to distribute

(hypothetical) seismic stations randomly. It is expected that a seismic network will have a greater number of stations in populated places, or where important infrastructure exists. In this study, we spatially distributed the seismic stations proportional to five exposure or risk metrics as listed below:

1. Economic value of the building stock.
2. Number of buildings.
3. Population.
4. Number of vulnerable buildings.
5. Earthquake risk.

For the fourth criterion, we considered unreinforced masonry buildings and reinforced concrete structures without seismic provisions as the vulnerable buildings. For the last criterion, we used the average annualized economic losses (AAL) for Portugal, calculated within the scope of the Global Seismic Risk Model of GEM [31]. In this process,  $n$  number of (hypothetical) seismic stations are assigned to the  $n$  grid cells with the highest value of the associated metric, while maintaining a minimum distance of 5 km between stations. The resulting seismic networks considering 2, 5, 10 and 20 stations distributed according to the 5 criteria are illustrated in Figure 3.

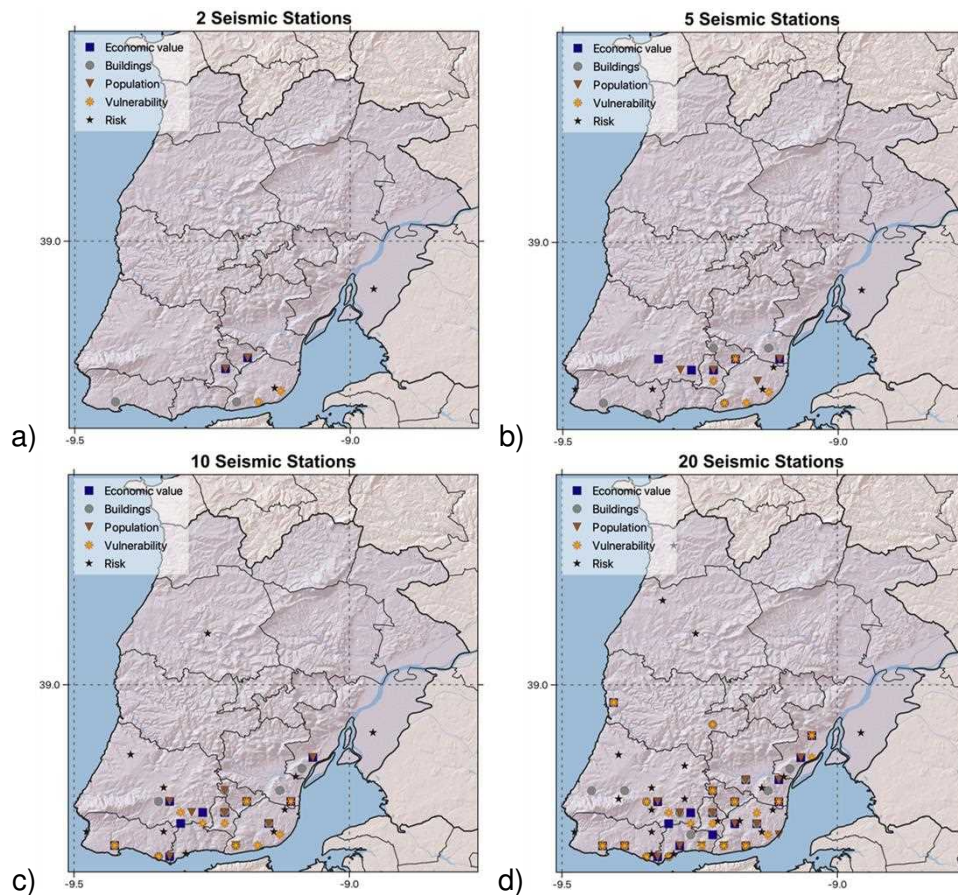


Figure 3 – Distribution of hypothetical seismic stations considering five criteria (economic value, buildings, population, vulnerability, and risk) and an increasing number of stations.

In addition to the network configurations presented in Figure 3, we also considered a case in which no seismic stations were considered (i.e., unconditioned ground shaking) and a case in which only the existing seismic stations are used (see Figure 2). The error ( $\epsilon_{impact\ metric}$ ) due to the uncertainty and bias in the ground shaking was calculated for economic losses, number of collapsed buildings and fatalities, as presented in Figure 4.

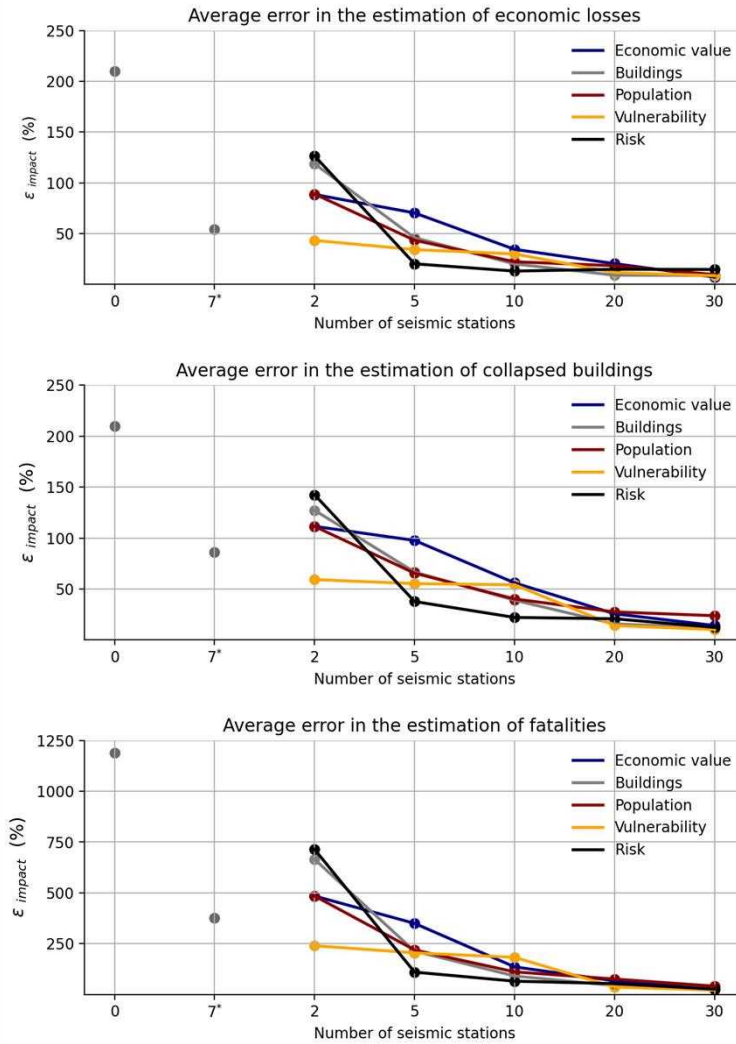


Figure 4 – Average error in the estimation of 3 impact metrics (economic losses, number of collapsed buildings and fatalities) considering 6 cases for the number of seismic stations (i.e., no stations, \*existing seismic network, and 2, 5, 10, 20 and 30 hypothetical stations and 5 criteria to spatially distribute the hypothetical stations (i.e. proportional to the economic value, number of buildings, population, number of vulnerable buildings and seismic risk).

The results from Figure 4 demonstrate that conditioning ground shaking at strategically allocated seismic stations can significantly reduce the error due to the uncertainty and bias in the ground shaking component. Note that simply including 2 stations in the region can already reduce the error by half, if those 2 stations have been included in locations where the most vulnerable buildings exist. Our results indicate that the most beneficial criterion to distribute stations, that is, allocating them according to the current seismic risk, leads to the lowest error once at least 5 stations are considered. This is a rather expected outcome given that this criterion considers not just the vulnerability and value/quantity of the building stock, but also the associated earthquake hazard and soil conditions. We further investigated why this criterion did not lead to satisfactory results when only two stations were considered. As depicted in Figure 3, this criterion allocates 1 of the 2 stations in a large municipality Northeast of Lisbon, where the seismic hazard is especially high due to the proximity to the Lower Tagus Valley faults and the presence of soft soils. While this station contributes to reducing the error at this municipality, it is too far (> 25 km) from all other municipalities to influence the conditioning of the ground shaking. We also note that, depending on the risk metric and distribution criterion, it is possible to achieve lower errors in comparison to the existing network just with more strategically placed sensors. Finally, we also tested a case with 30 hypothetical stations,

to demonstrate that beyond 20 stations, there are diminishing benefits further densification spaced stations.

#### 4. CONCLUSIONS

In this study, we evaluated not just how seismic monitoring can reduce the error due to the estimation of the ground shaking in impact assessment, but also how different criteria to determine the location of seismic stations can influence the performance of the seismic network for such purposes. We concluded that including at least 10 stations for a region as large as the district of Lisbon (~2,800 km<sup>2</sup>), can reduce the estimation error by one order of magnitude, compared with the case in which no stations are used (i.e., unconditioned ground shaking). It was also possible to observe that distributing the seismic stations proportional to the number of vulnerable buildings or the estimated earthquake risk led to the most evident reduction in the error. In contrast, allocating seismic stations based only on the economic value of the building stock, number of buildings, or population count led to larger errors, unless an excessive number of stations was used. This lower reduction in the error is because such metrics indicate quantity, but not whether the buildings at those locations are likely to suffer damage. Moreover, although it is coincidental that the most populated areas within the Lisbon district also tend to have significant seismic hazard, those metrics do not account directly for the likelihood of ground shaking at each site. The lack of differentiation in the error when many stations are used is because some sites are identified by multiple criteria in these cases, leading to seismic networks that share most of the sites (see Figure 3d).

Our study quantified for the first time how seismic monitoring can reduce the error in the estimation of impact metrics, and in what circumstances this reduction can be more effective. Moreover, although we recognize that the design of seismic networks is certainly not done purely for the purpose of rapid impact assessment, our observations indicate that if loss estimation is indeed a primary goal, to maximize resources, seismologists and earthquake engineers should consider earthquake risk metrics to identify the optimal locations to install seismic stations. In fact, a key inference from our analyses is that rapid loss estimation for many of the world's most at-risk urban areas could be much better constrained with limited expenditures - as long as the risk-based criterion presented herein are considered.

#### 5. FUNDING

This work was partly financed by FCT research project ASSIMILATE - Assessment of Seismic Safety Integrated with Machine Learning and Tremors PTDC/ECI-EGC/7244/2020.

#### 6. REFERÊNCIAS

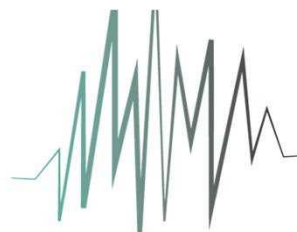
- [1] Wald DJ (2020). Practical limitations of earthquake early warning. *Earthquake Spectra*, 36 (3), pp. 1412-1447.
- [2] Silva V, Taherian A, Oliveira CS. (2022). Earthquake early warning for Portugal: Part 1 - Where does it matter? *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20:5545–5565. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01400-4>.
- [3] Silva V, Taherian A, Oliveira CS. (2023). Earthquake early warning for Portugal: Part 2 - Where is it beneficial? *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20:5545–5565. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01715-w>.
- [4] Jaiswal K, Wald D (2013). Estimating Economic Losses from Earthquakes Using an Empirical Approach. *Earthquake Spectra* 29:1, 309-324.
- [5] Erdik M, Fahjan Y, Orguz O, Alcik H, Mert A, Gul M (2003). Istanbul earthquake rapid response and the early warning system. *Bull Earthq Eng.* 1(1):157-163.

- [6] Erduran E, Lang D, Lindholm C, Toma-Danila D, Balan S, Ionescu V, Aldea A, Vacareanu R, Neagu C (2012). Real-time earthquake damage assessment in the Romanian-Bulgarian Border region. In: Proceedings of the 15Th World Conference on Engineering; Lisbon, Portugal.
- [7] Hoshiba M, Iwakiri K, Hayashimoto N, et al. (2011). Outline of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake (Mw 9.0) earthquake early warning and observed seismic intensity. *Earth Planets Space*. 63:547-551.
- [8] Silva V, Marques M, Castro JM, Varum H (2015). Development and Application of a Real-time Loss Estimation Framework for Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13:2493–2516. doi.org/10.1007/s10518-015-9743-0.
- [9] Wald DJ, Seligson HA, Rozelle J, Burns J, Marano K, Jaiswal KS, Hearne M, Bausch D (2020). A domestic earthquake impact alert protocol based on the combined USGS PAGER and FEMA Hazus loss estimation systems, *Earthquake Spectra* 36, 164–182, doi: 10.1177/8755293019878187.
- [10] Jaiswal K, Wald D (2010). Development of a semi-empirical loss model within the USGS Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response (PAGER) System. Proceedings of the 9th US and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada.
- [11] Wyss M (2004). Real time prediction of earthquake casualties. *Disasters and Society-From Hazard Assessment to Risk Reduction*, edited by D. Malzahn and T. Plapp, pp. 165-173, Logos, Berlin.
- [12] Engler DT, Worden CB, Thompson EM, Jaiswal KS (2022). Partitioning Ground Motion Uncertainty When Conditioned on Station Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 112(2), 1060–1079. DOI: <https://doi.org/10.1785/0120210177>.
- [13] Crowley H, Stafford PJ, Bommer JJ (2008). Can Earthquake Loss Models be Validated Using Field Observations?, *Journal of Earthquake Engineering*, 12:7, 1078-1104, DOI: 10.1080/13632460802212923
- [14] Kalakonas P, Rao A, Mouyiannou A, Silva V (2020). Exploring the Impact of Epistemic Uncertainty on Regional Probabilistic Seismic Risk Assessment. *Natural Hazards*. <https://doi.org/10.1007/s11069-020-04201-7>
- [15] Fiorini E, Borzi B, Iaccino R (2012). Real Time damage scenario: case study for the L'Aquila earthquake. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
- [16] Silva V (2016). Critical Issues in Earthquake Scenario Loss Modelling. *Journal of Earthquake Engineering*, 20(8):1322-1341. doi.org/10.1080/13632469.2016.1138172.
- [17] Worden CB, Thompson EM, Baker JW, Bradley BA, Luco N, Wald DJ (2018). Spatial and spectral interpolation of ground-motion intensity measure observations, *Bulletin Seismological Society of America*. 108, 866–875, doi: 10.1785/0120170201.
- [18] Silva V, Horspool N (2019). Combining USGS ShakeMaps and the OpenQuake-engine for damage and loss assessment. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 48(6):634-652.
- [19] Boore DM (2003) Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method. *Pure Appl Geophys* 160:635–676. <https://doi.org/10.1007/PL00012553>.
- [20] Motazedian D, Atkinson GM (2005). Stochastic Finite-Fault Modeling Based on a Dynamic Corner Frequency. *Bulletin of the Seismological Society of America* 95:995–1010. <https://doi.org/10.1785/0120030207>.
- [21] Abrahamson NA, Youngs RR (1992). A stable algorithm for regression analyses using the random effects model. *Bull Seismol Soc Am* 82(1):505–510. doi.org/10.1785/BSSA0820010505.
- [22] Wald, DJ, Lin K, and Quitoriano V (2008). Quantifying and Qualifying USGS ShakeMap Uncertainty: U.S. Geological Survey Open File Report 2008–1238, 26 pp.
- [23] Crowley H, Despotaki V, Rodrigues D, Silva V, Toma-Danila D, Riga E, Karatzetzou A, Zugic Z, Sousa L, Ozcebe S, Gamba P (2020). Exposure Model for European Seismic Risk Assessment. *Earthquake Spectra*. <https://doi.org/10.1177/8755293020919429>
- [24] Martins L, Silva V (2020). Development of a Fragility and Vulnerability Model for



- Global Seismic Risk Assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1>.
- [25] Danciu L, Nandan S, Reyes C, Basili R, Weatherill G, Beauval C, Rovida A, Vilanova S, Sesetyan K, Bard PY, Cotton F, Wiemer S, Giardini D (2021). The 2020 update of the European Seismic Hazard Model: Model Overview. EFERH Technical Report 001, v1.0.0, <https://doi.org/10.12686/a15>
- [26] Paganì M, Monelli D, Weatherill G, Danciu L, Crowley H, Silva V, Henshaw P, Butler L, Nastasi M, Panzeri L, Simionato M, Viganò D (2014). OpenQuake Engine: An open hazard (and risk) software for the Global Earthquake Model. *Seismological Research Letters*, (85)3:692-702. [doi.org/10.1785/0220130087](https://doi.org/10.1785/0220130087)
- [27] Brune JN (1970). Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *Journal of Geophysical Research* (1896-1977) 75:4997–5009. <https://doi.org/https://doi.org/10.1029/JB075i026p04997>.
- [28] Akkar S, Sandikkaya MA, Bommer JJ (2014). Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended- Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East. *Bull Earthquake Eng* 12, 359–387, [doi.org/10.1007/s10518-013-9461-4](https://doi.org/10.1007/s10518-013-9461-4).
- [29] Jayaram N, Baker JW. (2010). Correlation model for spatially distributed ground-motion intensities. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(15):1687-1708.
- [30] Goda K, Atkinson GM (2009). Probabilistic characterization of spatially correlated response spectra for earthquakes in Japan. *Bulletin of the Seismological Society of America*; 99(5): 3003–3020.
- [31] Silva V, Amo-Oduro D, Calderon A, Costa C, Dabbeek J, Despotaki V, Martins L, Paganì M, Rao A, Simionato M, Viganò D, Yepes-Estrada C, Acevedo A, Crowley H, Horspool N, Jaiswal K, Journeay M, Pittore M (2020). Development of a Global Seismic Risk Model. *Earthquake Spectra*, [doi.org/10.1177/8755293019899953](https://doi.org/10.1177/8755293019899953).

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Estudos experimentais***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **A CRITICAL OVERVIEW OF CHALLENGES IN QUASI-STATIC TESTING OF A TWO-STORY UNREINFORCED MASONRY BUILDING**

**ABIDE AŞIKOĞLU**  
PhD Candidate  
ISISE, University of Minho

**GRAÇA VASCONCELOS**  
Associate Professor  
ISISE, University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
ISISE, University of Minho

### **ABSTRACT**

This paper discusses challenges and adaptations in an experimental campaign involving a single half-scale building, maximizing its utility through improvised testing, resulting in four independent tests. A preliminary test was crucial to understanding hydraulic jack operation and structure response. Three key factors influenced load control: (i) limitations in the software used to control the actuators led to manual load application, (ii) structural stiffness and sensitivity to manual displacement control destabilised target maintenance, (iii) lateral load capacity was known only to an extent of numerical predictions. The initial test revealed a failure mechanism governed by the rocking of the entire structure, leading to the detachment of boundary interfaces due to severe uplift and sliding. Further modifications were necessary to maximize the experimental building's use since there was minor damage to the masonry walls. Consequently, repointing of boundary interfaces and additional weight was introduced on each floor to enhance stability and structural integrity.

**KEYWORDS:** Experimental testing, unreinforced masonry building, quasi-static testing, damage patterns.

## 1. INTRODUCTION

This study demonstrates the quasi-static testing of a half-scale unreinforced masonry structure exhibiting plan irregularity. The experimental study was conducted at the Structures Laboratory at the University of Minho. Executing an extensive experimental campaign involving a large-scale structure demands a significant financial commitment, which calls for careful decision-making and maximising its utilisation. Within this framework, a total of four quasi-static tests were performed on the same experimental building; however, this paper only covers the first two tests, namely Test 1 and Test 2.

The experimental building aimed to showcase Portuguese residential buildings' structural irregularities, based on a half-scale experimental model tested by [1]. The experimental building is an isolated structure without any adjacent buildings. The design incorporates the attachment of another house through the façade without any window or door openings (south wall), which is a common construction typology in Portugal. The structure is a reduced-scale (1:2) replica of a two-story unreinforced masonry (URM) building. It exhibits plan irregularity due to a setback in one corner, as shown in Fig. 1.

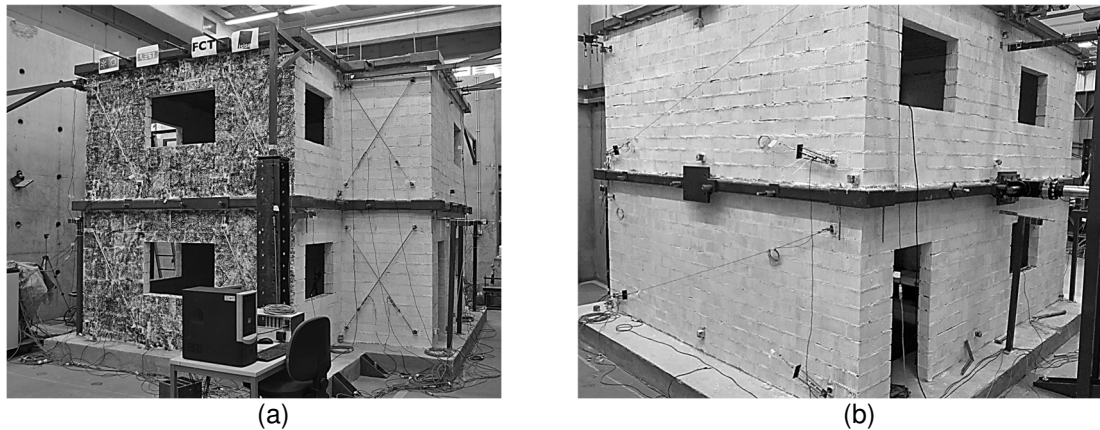


Fig. 1 – The half-scale experimental building, (a) North-West façade, (b) South-East façade.

Seismic design codes provide measurable indicators for evaluating structural irregularities. The calculations of plan irregularities, which encompass torsional effects, setback considerations, and plan slenderness, were evaluated against the regularity limits specified in [2–5]. The results indicate that the values surpass these limits, confirming plan irregularity as given in Table 1. The design adheres to the specifications outlined in [2] for irregularities in the plan, ensuring resistance in both directions, resistance to torsion, and diaphragmatic behaviour of slabs.

Table 1. Quantification of plan irregularity according to different seismic codes

Irregularity	Experimental Building	Eurocode 8 (2004)	TBSC (2019)	ASCE/SEI 7-16 (2017)	NTC (2018)
Torsional	1.3	N. A	> 1.2	> 1.2 > 1.4 (extreme)	N. A
Setback	0.07 <sup>a</sup> , 0.28 (X) <sup>b</sup> , 0.30 (Y) <sup>b</sup>	> 0.05	> 0.2	> 0.15	> 0.05
Plan slenderness	4.1	< 4.0	N. A	N. A	< 4.0

a: Eurocode 8, NTC (2018),

b: TBSC (2019), ASCE/SEI 7-16 (2017).

N. A: Not available.

## 2. EXPERIMENTAL SETUP

The half-scale two-story URM building has a plan dimension of 419 cm x 368 cm with an inter-story height of 150 cm, as shown in Fig. 2. The box behaviour is ensured by a 10-cm thick reinforced concrete slab. The building was constructed using vertically perforated masonry clay bricks that are commercially available. To achieve interlocking at the corners, masonry units were arranged in a running bond pattern. The dimensions of masonry clay bricks are 24.5 cm x 10.8 cm x 9.8 cm which is consistent with the chosen scale factor. As per Eurocode 6 (2018), the masonry clay brick is classified as Group 3 having a compressive strength of a minimum of 15 MPa. In addition, class M10 ready-mixed mortar has been chosen for bed and head joints.

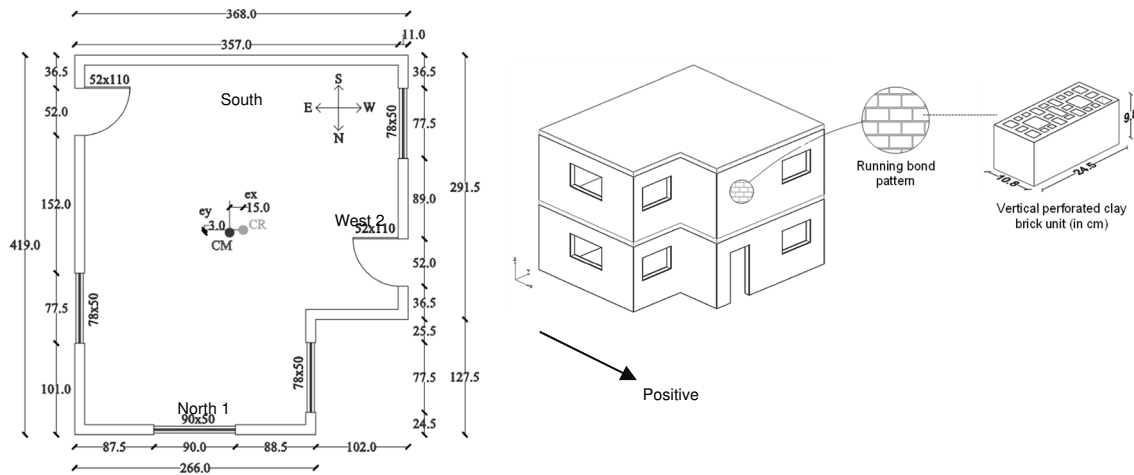


Fig. 2 - Geometric details and axonometric view of the experimental building. Units are in cm.

The test setup has two actuators at the mass centre, with one on each floor level. Actuator characteristics are in Table 2. Each actuator has a maximum force capacity of 300 kN and a displacement range of  $\pm 200$  mm. Data was recorded with an acquisition rate of 4 Hz. The masonry construction was subjected to unidirectional loading in the transverse direction. The test setup aims to distribute the load across the slab, preventing concentrated loads and facilitating load application in both positive and negative directions. It also enables load release, especially after the formation of plastic damage. To achieve the load distribution throughout the building, steel profiles were installed along the perimeter of the building, as shown in Fig. 3. Actuators were mounted onto a reaction wall, and positioned along the centre of mass at each floor level where the load application was intended. Then, the actuators were connected to the building through steel plates, which are called loading plates. Moreover, three-dimensional hinges were installed at both ends of the actuators to enable free rotation. The L-shaped reaction wall couldn't accommodate an actuator for negative load application; therefore, reverse loading was applied through the same actuator. Post-tensioned rebars were inserted into the slab to facilitate the transfer of reverse load from the actuator to the reloading plate. This method allowed effective load distribution by interconnecting the rebars with the ring beams during the pulling phase, ensuring the accurate application of reverse load (Fig. 3).

Table 2. Characteristics of the actuators.

Actuator ID	Maximum Force (kN)	Range (mm)	Stroke (mm)	Min velocity (mm/s)	Acquisition rate (Hz)	Location
Act_1244	300	$\pm 200$	400	0.002	4	1st floor
Act_1245	300	$\pm 200$	400	0.002	4	2nd floor

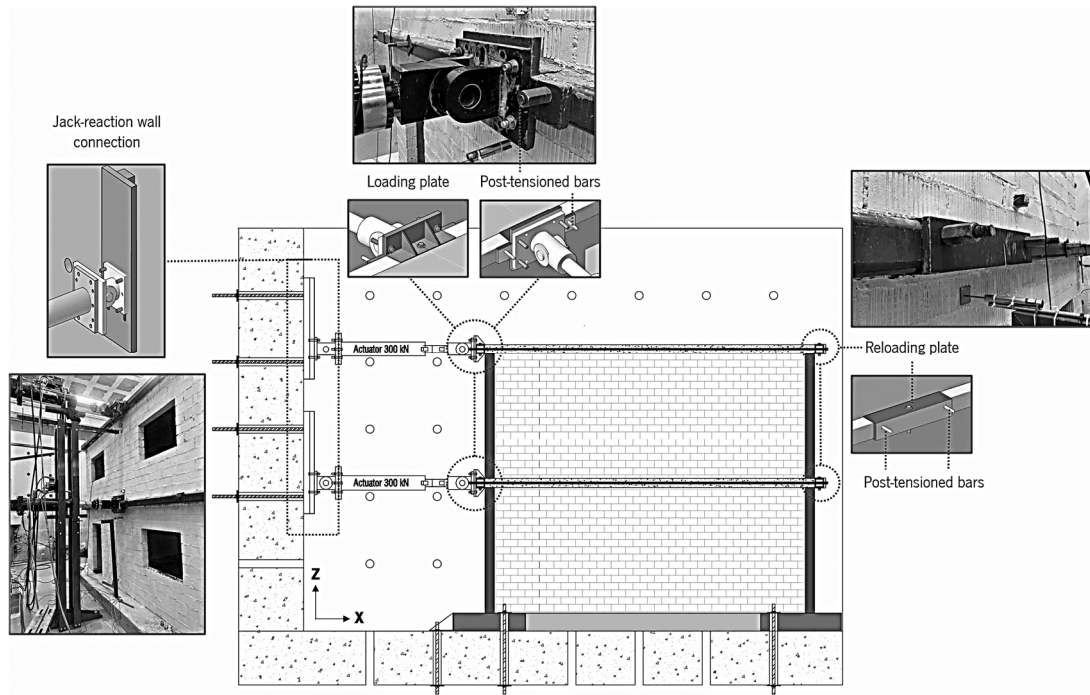


Fig. 3 - Details and representation of the experimental setup at a cross-section at CM.

The experimental setup included Linear Variable Differential Transformers (LVDT) to measure local and global deformations, as illustrated in Fig. 4. A total of 39 LVDTs were strategically placed throughout the structure, categorised into four groups: diagonal shear, lateral, uplift, and sliding deformations. The configuration of the LVDTs was designed to evaluate the performance during the test, capturing relevant measurements for both local and global deformations.

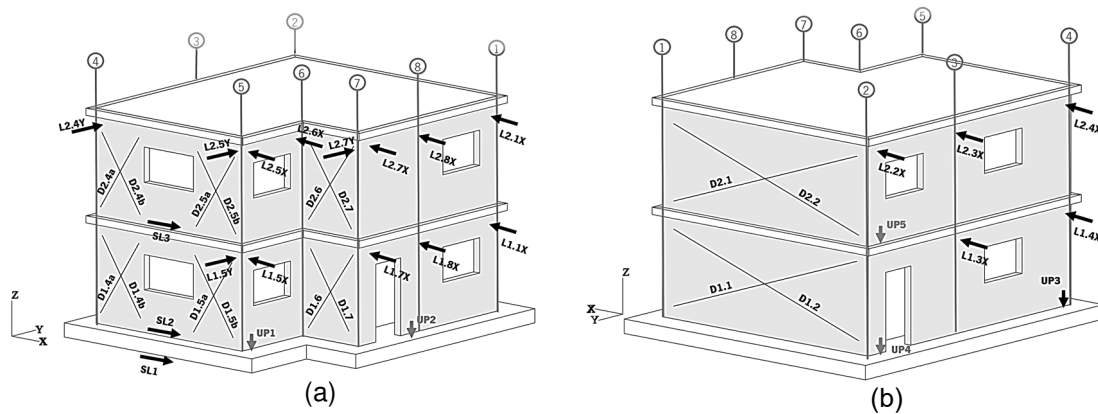


Fig. 4 - LVDT configuration: (a) North-West, (b) South-East.

## 2.1. Derivation of the load pattern

The load pattern of a structure was derived by analysing its mode shapes in its undamaged state, focusing on the first dominant mode shape in the transverse (X) direction. The loading pattern was derived using a two-step simplification process to define the relation between each floor. The first step involved converting the building from a multi-degree-of-freedom (MDOF) system to a single-degree-of-freedom (SDOF) system using dynamic identification frequency (Fig. 5). The equivalent stiffness of the SDOF system was calculated using the frequency relation, given the known equivalent

mass (Equation (1)). The second step assumes a 2-DOF system can be obtained from the SDOF system, with equivalent stiffness being the equivalence of two springs connected in series (Equation (2)). Therefore, the stiffness at each floor was computed assuming that the stiffness at each DOF was equal, and the stiffness and mass matrix for the 2-DOF system were obtained. Next, the eigenvalue analysis was performed for the 2-DOF system, and the corresponding eigenvectors were obtained. The load pattern, which represents the relationship between the loads on each floor, was determined using normalised eigenvectors. It was determined that a force of 1 unit should be provided on the second floor, while a force of 0.6 units must be applied on the first floor.

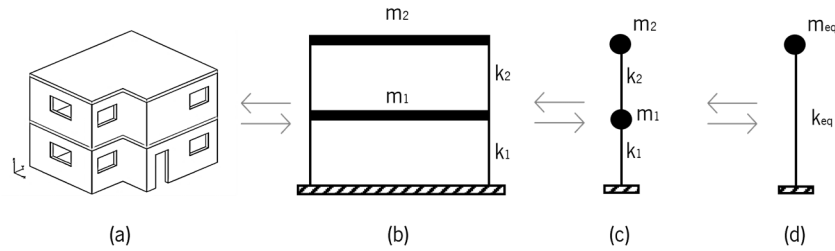


Fig. 5 - Substitute structural approach, (a) detailed structure, (b) simplified model, (c) 2-DOF system, (d) SDOF system.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{eq}}{m_{eq}}} \quad (1)$$

$$k_{eq} = \frac{k_1 \times k_2}{k_1 + k_2} \quad (2)$$

## 2.2. Cyclic quasi-static testing procedure

Before Test 1, a preliminary test was conducted to understand the operation of two actuators and their response to their application. Three key factors significantly influenced the decision on load application in subsequent experiments.

- Software limitations: The software package controlling two actuators had limitations, as it couldn't define different velocities for simultaneous and automatic application of the inverse triangle load pattern. This resulted in manual load application for one hydraulic jack at a time, which was used in Tests 1 and 2, where two actuators were used.
- Structural stiffness and sensitivity: The structure's high stiffness and sensitivity to manual displacement control made it difficult to maintain desired target displacements, resulting in an unstable relationship.
- Uncertainty in lateral load capacity: Although numerical predictions were performed, the precise lateral load capacity remains unknown, leading to the decision to employ force control for stability and manageability, rather than displacement control.

Table 3 details the test sequence of two tests. Both tests were performed in force control, applying cyclic load to the entire building. Test 1 involved cyclic loads alternated between positive and negative directions while the load application was only in the positive transverse direction in Test 2. It is noted that both tests were manually conducted utilising two actuators.



Table 3. Description of the test sequence

Test No.	Target	Load Control	Load Direction	Load Application	Actuators
1	Entire building	Force	Cyclic, +/-	Manual	2
2	Entire building	Force	Cyclic, +	Manual	2

Considering the limitations, the loading protocol employed for Test 1 and Test 2 is presented in Fig. 6, accompanied by a detailed description of how these protocols were implemented. As previously stated, Test 1 and Test 2 included a manual load application procedure. This involved a 'stepwise' approach, as shown in Fig. 7, where the load was applied on one floor using one actuator while the other actuator maintained the imposed load and remained constant. For example, the second level is subjected to a constant load, whereas the load on the first-floor level gradually increases with time, and vice versa. To begin the load application, the structure was exposed to a load starting on the first floor.

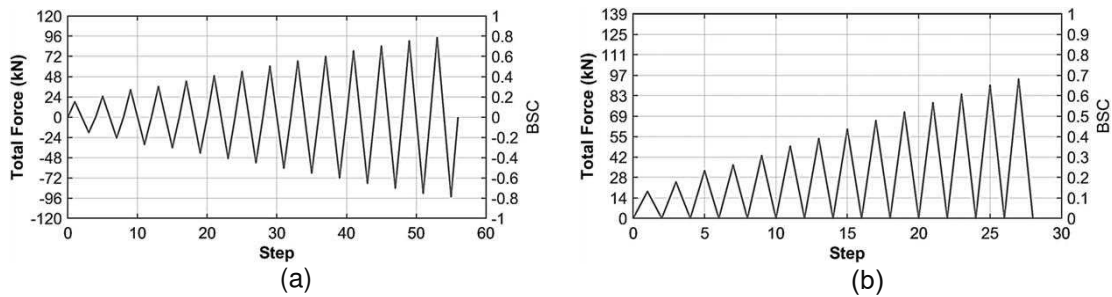


Fig. 6 - Load protocol utilised for cyclic force control during: (a) Test 1, and (b) Test 2.

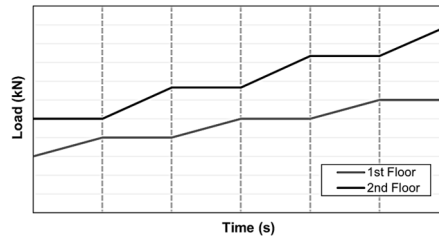


Fig. 7 - Representation of the stepwise manual load application for two actuators in force control.

### 2.3. Boundary conditions

The building was initially designed with a fixed connection using cement-based mortar as the boundary interface. However, at the end of Test 1, the first bed joints of the structural walls detached from the foundation and RC slab on the first and second floors, respectively. To improve the boundary conditions, repointing was performed at the lower boundary of load-bearing walls along the perimeter of the building plan on the first and second floors. This modification aimed to ensure a reliable and robust boundary interface, prevent further detachment, and improve the overall stability of the building, addressing the failure mechanism observed in Test 1. Accordingly, Table 4 presents the boundary interface properties for Test 1 and Test 2. MAPEI's Mape-Antique I is a cement-free, hydraulic binder designed to consolidate masonry and strengthen connections. It is based on lime, Eco-pozzolan, natural ultrafine sand, and additives. With 18 MPa compressive strength after 28 days, 41% of the product is made of recycled materials. When mixed with water, it forms a superfluid injection

slurry, easy to apply by gravity casting in structures with cracks, gaps, or internal cavities. The maximum aggregate size of 100 µm was chosen to prevent blockages and low resistance.

Table 4. Boundary interface properties of Test 1 and Test 2.

Test No.	Target	Boundary Interface
1	Entire building	M10 mix (Cement-based mortar)
2	Entire building	Mape-Antique I (Lime & Eco-pozzolan based)

## 2.4. Introduction of additional weight

During the early phase of the testing campaign, initial assumptions and preliminary simulations suggested that the structure would function satisfactorily without requiring any additional weight. After examining the failure mechanism reported at the end of Test 1, it became apparent that the entire structure was rocking. Within the scope of measures taken, additional weight was introduced to each floor to guarantee the stability and structural integrity of the building. Table 5 presents the details of the introduced weight in the subsequent tests. The additional weight, introduced after Test 1, remained constant throughout subsequent tests. The term 'total weight' in the table refers to the weight considered within the given context, as it directly influences the structure's lateral load capacity, as quantified by BSC.

Table 5. Information on the consideration of additional weight for Test 1 and Test 2.

Test No.	Target	Additional Weight	Total Weight (kN)
1	Entire building	<input type="checkbox"/>	120.0
2	Entire building	<input checked="" type="checkbox"/>	136.8

The structure is classified as Category A for domestic and residential activities, as per [8]. The loaded areas are designed using characteristic values of uniformly distributed load,  $q_k$ . The additional weight on each floor area was considered as variable action and uniformly distributed load with a value of 2 kN/m<sup>2</sup>. The weight corresponding to each floor was calculated as 8.4 kN considering the factor for the quasi-permanent value of the imposed load ( $\psi_2$ ) as 0.3, and the total area of one RC slab with a value of 13.95 m<sup>2</sup>, using Equation (3). In total, a 16.8 kN vertical load was introduced to the entire structure.

$$G_k + \psi_2 q_k \quad (3)$$

Accordingly, the additional weight was imposed by using portable water pools on each floor. The desired weight was ensured by adjusting the height of the water resulting in 0.11 m. The configuration of the water pools is shown in Fig. 8.

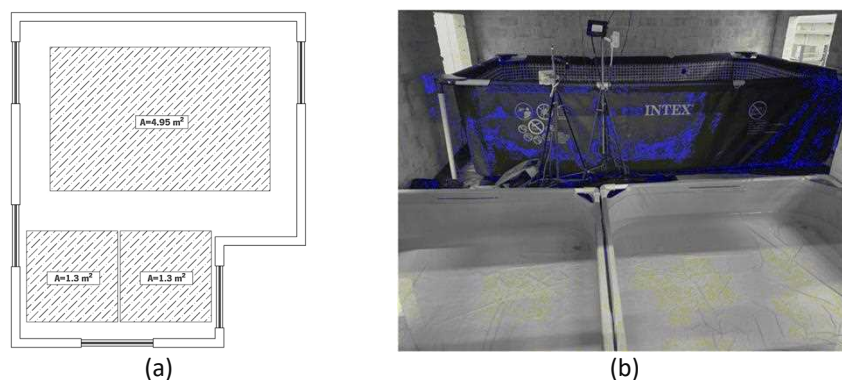


Fig. 8 - Placement of the additional weight on each slab: (a) arrangement of the water pools on the building plan, (b) portable metal frame pools located on the first floor.

### 3. ANALYSES OF TEST 1 AND TEST 2

This section presents a discussion on the observed response of the structure in Test 1 and Test 2. The response is analysed in terms of damage patterns, lateral deformations, and capacity curves. To maintain simplicity, the findings of both tests are presented together, although they are not necessarily compared with each other as they do not reflect exact conditions.

#### 3.1. Damage patterns

Fig. 9 shows the damage pattern detected in Test 1 and Test 2. Fig. 9(a) and (b) present the crack propagation that emerged at the peak loading and the end of Test 1, respectively, whereas the damage pattern at the end of Test 2 is depicted in Fig. 9(c). Crack initiation was identified on both floors, the first floor being more prone to damage when the applied lateral load reached 60% of the total weight of the structure. The drift ratio at the top floor was measured as 0.018% (0.62 mm) in the positive direction while it was 0.028% (0.86 mm) in the negative direction. Moderate cracks were detected mostly caused by the load application in the negative direction. Flexural tension cracks were observed on the North wall piers on the first floor, while horizontal cracks along bed joints extended outward from the lower corner of window openings. These cracks further expanded onto perpendicular walls, suggesting the effectiveness of the flange, as shown in Fig. 9.

When the lateral load was increased to 75% of the total weight, the top drift ratio resulted was 0.037% (1.10 mm) and 0.080% (2.41mm) in the positive and negative direction, respectively. The application of the load in the positive direction predominantly resulted in the extension of the existing cracks. On the other hand, diagonal shear cracks occurred on the North wall under load application in the negative direction (Fig. 9). Simultaneously, the left-hand pier of the north wall on the second floor exhibited flexural tension cracks combined with horizontal cracks at the middle height. At this point, the structure was experiencing a global rocking behaviour combined with shear failure, and deformations due to uplift on the structural walls of the first and second floor were reported, when subjected to a load applied in the negative direction. Fig. 10 correlates the uplift displacement and the average top lateral displacements in the transverse direction. The rocking of the structure initiates when the average of the top displacements exceeds 1.5 mm.

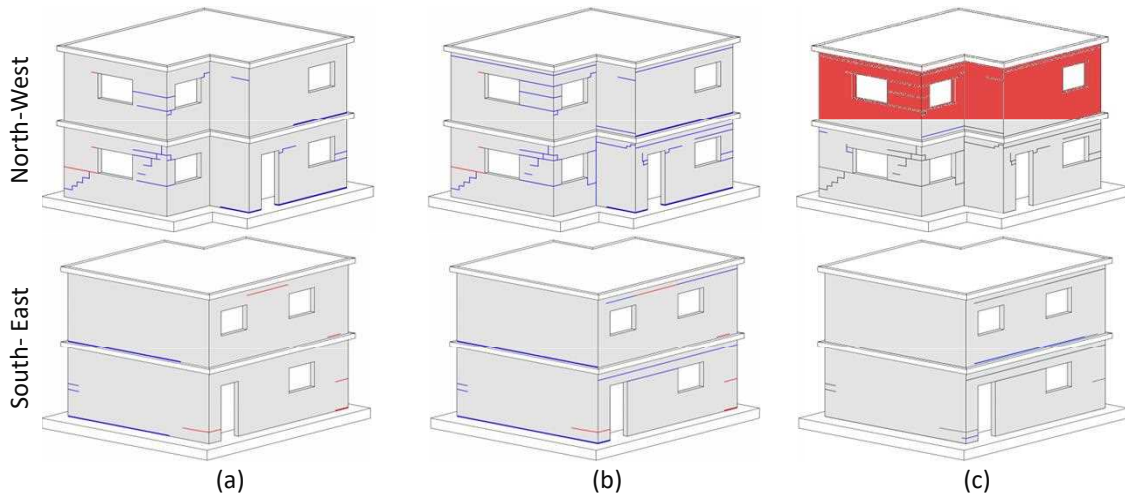


Fig. 9 - Damage distribution: (a) at the peak load of Test 1, (b) at the end of Test 1 and, (c) at the end of Test 2 (red, blue, and grey indicate damage due to application of the load in the positive, negative direction, and existing cracks respectively).

During the last load step, the top drift ratio reached 0.049% (BSC=0.78) in the positive direction. However, the load application did not reach its target load in the negative direction and the structure failed when the BSC was only 0.01 less than the previous load cycle. It shows that the maximum capacity of the structure was reached in this direction. Given the load application in force control, the experimental system was unable to sustain the force, resulting in an uncontrolled escalation of displacement and new horizontal and diagonal cracks (Fig. 9(b)). At the end of Test 1, the structural walls were entirely detached from the foundation and slab on the first and second floor, respectively, once the average displacement was greater than 2.5 mm (Fig. 10(a)). It is noted that the structural walls were not able to contribute significantly to the energy dissipation of the building due to the lack of post-peak behaviour.

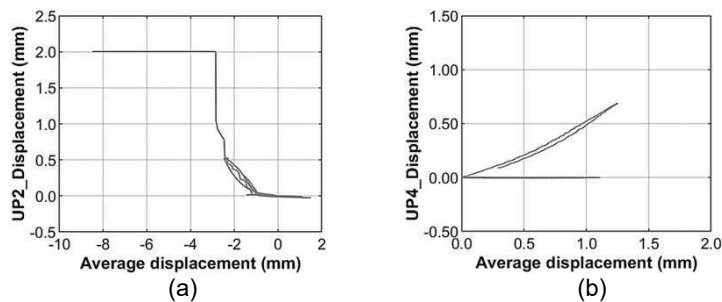


Fig. 10 - Uplift response measured in terms of force-displacement and applied displacement-uplifting displacement (a) at UP2 for Test 1, and (b) at UP4 for Test 2.

The response to Test 2 was primarily based on the activation of existing cracks, opening, and closing, with limited new crack occurrence, as shown in Fig. 9(c). Major cracks developed during Test 2 include a diagonal crack on the left-hand pier of the north1 wall and horizontal cracks at the base of the setback region (west1 wall) and east wall. These horizontal cracks developed above the first course of the brick row, demonstrating the effectiveness of repointing qualitatively. Improved boundary conditions allowed for redistribution of strain concentrations, resulting in horizontal cracks at the weakest point. Despite repointing and additional weight, the structure experienced uplift deformations on the first floor, while no uplift was observed on the second floor. Significant uplift occurred in the last load cycle, reaching almost 0.6 mm for a given BSC of 0.68, corresponding to 0.04% top drift and an average displacement of approximately 1.2 mm.

### 3.2. Lateral deformations

Fig. 11 shows deformations in plan coordinates on the second floor under different levels of lateral loading. Based on the availability of the mounted LVDT devices, two orthogonal components (X and Y) were considered. There were a limited number of LVDTs to measure the longitudinal (Y) displacement at each corner. Therefore, it was necessary to make assumptions regarding possible movements in the longitudinal direction. It is possible to conclude that the longitudinal displacements (Y) at the left and right ends of the north1 wall are in the opposite direction (Fig. 11(a)). According to the assumption made, similar behaviour is expected at the two ends of the south wall. Plan deformation under negative loading indicates clear evidence of plan rotation as the lateral load and displacement increase, as shown in Fig. 11(b). Concerning Test 2, the left-hand corner of the north1 wall (L2.4Y) responded in the negative Y direction while the right-hand corner of the setback, L2.7Y, moved in the positive Y direction, indicating that the building plan was rotating counterclockwise (Fig. 11(c)).

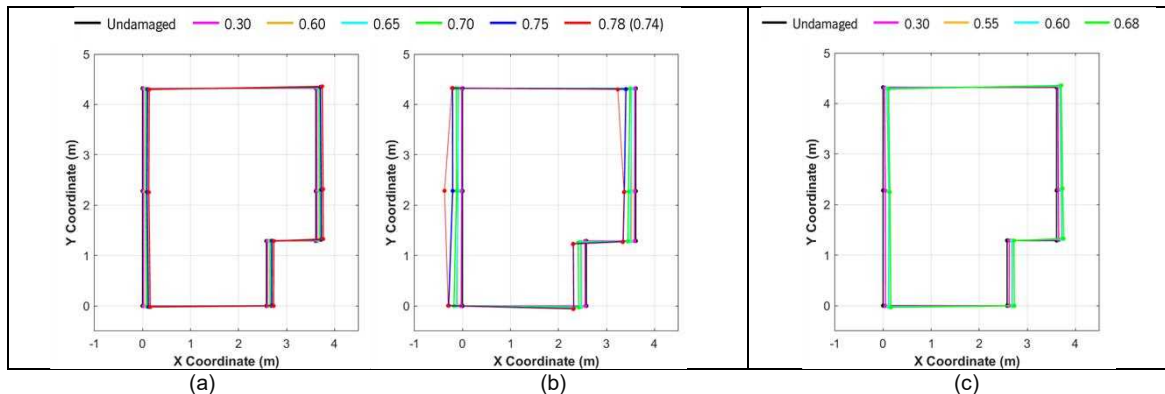


Fig. 11 - Plan deformations (XY components) measured on the second floor: (a) Test 1 in the positive direction, (b) Test 1 in the negative direction, and (c) Test 2. (Scale factor of 100).

The biaxial displacements are investigated at the corners of the building and their hysteretic response is presented in Fig. 12 for both Test 1 and Test 2. Findings from Test 1 show that control point L2.4Y moves in the negative direction under positive lateral loading, while other points L2.5Y and L2.7Y move in the opposite direction. This indicates rotation of the plan throughout the testing. The L2.4Y and L2.5Y control points are located on the north1 wall, causing the left and right-hand corners to move in opposite directions. L2.5 and L2.7, the setback corners, have translational movement in the same direction. In Test 2, a displacement of about 0.4 mm was recorded using L2.4Y and L2.7Y. Conversely, L2.5Y showed displacements below 0.1 mm.

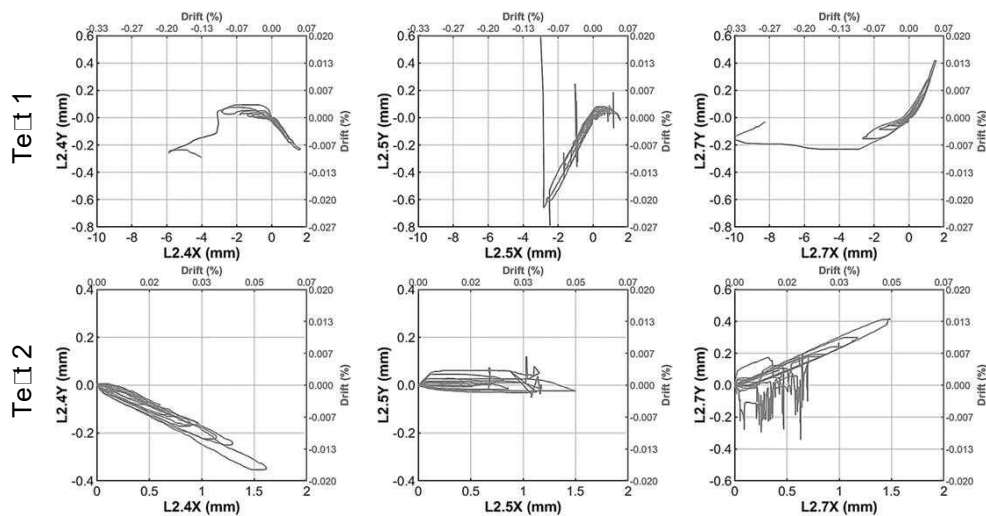


Fig. 12 – Bidirectional hysteretic response at the corners during (a) Test 1, and (b) Test 2.

### 3.3. Capacity curves

The capacity of the structure obtained from Test 1 and Test 2 was derived from the hysteresis diagrams as an envelope curve. The envelope experimental curve was obtained by averaging eight control points (LVDTs) located on the second floor, recognising the varied deformability of different components without compromising their structural properties. Accordingly, three capacity curves are presented in Fig. 13. The two envelope curves represent the lateral strength and deformation response in positive and negative transverse (X) directions (Test 1). Given the irregularity feature of the building, the structural response varies concerning the direction of the load application. The building exhibits more deformation and higher energy dissipation under negative loading. The maximum lateral strength is achieved with a base shear coefficient (BSC) of 0.75 in the negative direction, while this value remains the same for the positive counterpart, but with lower ductility. A top drift of 0.100% in the negative direction led to a complete loss of boundary conditions and the conclusion of Test 1.

On the other hand, the envelope capacity curve derived from Test 2 is presented up to BSC being equal to 0.68, and a top drift ratio of 0.045%. Therefore, it is difficult to analyse the response of the structure in terms of capacity and post-peak response. However, it is possible to conclude that there is a significant reduction in initial stiffness within Test 2, as expected. This is a clear indication of the influence of existing cracks on the building's stiffness rather than the boundary conditions being repaired. A lower BSC value was calculated due to the fact that the total weight of the structure involved additional weight, resulting in a lower BSC value. The last point of this curve does not represent the ultimate lateral strength and deformation capacity of the structure. The testing protocol was aborted, and further load was not applied at this point. Despite the modifications, the structure was still experiencing rocking behaviour. On the other hand, the structure reached its lateral load capacity during Test 1, while the structure with the modifications remained in the pre-peak phase for the positive direction.

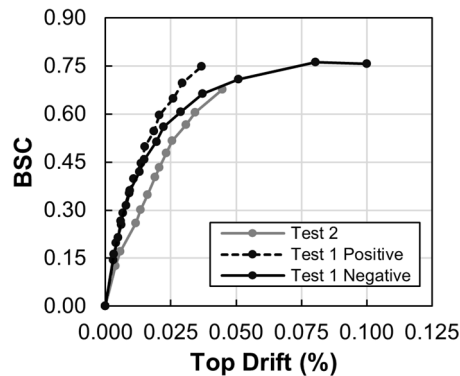


Fig. 13 - Comparison of the capacity curves obtained from Test 1 and Test 2.

It is important to mention that the last step of all curves does not represent total failure or ultimate capacity. The structure did not suffer severe damage or collapse entirely, and it was still possible to enter the building or go up to the second floor. Given the analyses of the results, it was necessary to make changes to the load application method to maximise the utilisation of the experimental structure.

## 4. CONCLUSIONS

In this critical overview, a comprehensive assessment of quasi-static testing on a two-story unreinforced masonry building is provided. The experimental structure is designed to represent Portuguese residential buildings with plan irregularities. The study explores four tests within the scope of the experimental campaign; however, the

first two tests are the emphasis of this paper. The study provides useful insights, despite constraints such as software limitations, structural stiffness, and the unpredictability of lateral load capacity. Structural stability is enhanced by the implementation of significant alterations, such as repointing and the addition of extra weight. The study analyses the damage patterns, lateral deformations, and capacity curves seen in Tests 1 and 2. The observed rocking behaviour necessitates a reassessment of load application techniques for further experiments, emphasising the requirement for ongoing improvement to comprehend and adjust to the seismic reaction of unreinforced masonry buildings.

## 5. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020 ([doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020](https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020)), and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. This work is financed by national funds through FCT - Foundation for Science and Technology, under grant agreements SFRH/BD/143949/2019 and COVID/BD/153438/2023 attributed to the 1st author. This project was financed by national funds through FCT, in the scope of the research project “Experimental and Numerical Pushover Analysis of Masonry Buildings (PUMA)” (PTDC/ECI-EGC/29010/2017).

## 6. REFERENCES

- [1] Avila L, Vasconcelos G, Lourenço PB (2018) Experimental seismic performance assessment of asymmetric masonry buildings. *Engineering Structures*, 155:298–314
- [2] Eurocode 8 (2004) EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- [3] NTC (2018) Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 17/1/2018. Gazz. Uff. della Repubblica. Italia.
- [4] TBSC (2019) Turkish Building Seismic Code.
- [5] ASCE/SEI 7-16 (2017) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Minim Des Loads Assoc Criteria Build Other Struct. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- [6] Eurocode 8 (Part 1) (2004) EC8 Seismic Design of Buildings. 240
- [7] Eurocode 6 (2018) Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.
- [8] EN 1991-1-1:2002 (E) (2002) Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardization

## **AValiação Experimental do Comportamento Biaxial de Pilares de BA com Armadura Lisa**

**JOSÉ MELO**  
Investigador Doutorado  
CONSTRUCT-FEUP

**HUMBERTO VARUM**  
Professor Catedrático  
CONSTRUCT-FEUP

**ANTÓNIO ARÊDE**  
Professor Associado  
CONSTRUCT-FEUP

**TIZIANA ROSSETTO**  
Full Professor  
University College London

### **SUMÁRIO**

Muitas construções de betão armado existentes em Portugal e na Europa foram construídas antes dos anos 70/80. Muitas destas construções de betão armado foram dimensionadas sem considerar a ação sísmica e com armadura lisa. O uso de armadura lisa pode tornar os elementos mais vulneráveis às ações horizontais devido ao fenómeno do escorregamento dos varões de aço.

Foi desenvolvida uma campanha experimental de ensaios com cinco provetes semelhantes de betão armado, um com armadura nervurada e os restantes com armadura lisa. Estes pilares foram submetidos a ações horizontais uniaxiais ou biaxiais com esforço axial constante. Os resultados experimentais demonstram que a ação biaxial acelera a degradação de resistência, diminui a capacidade de deformação e de dissipação de energia. O efeito do escorregamento da armadura lisa é também evidenciado por comparação direta com os resultados obtidos para o pilar de controlo com armadura nervurada.

### **ABSTRACT**

Many existing reinforced concrete buildings in Portugal and Europe were built until 70/80s. Many of these RC structures were designed without considering seismic action and with plain reinforcing bars. The use of plain reinforcement can make the elements more vulnerable to horizontal actions due to the phenomenon of the steel bars slippage. An experimental campaign was carried out on five similar reinforced concrete columns, one built with deformed reinforcing bars and the other four with plain bars. These columns were tested under constant axial load and uniaxial or biaxial lateral loading. The experimental results show that the biaxial loading accelerate the strength degradation, decreases the deformation capacity and the dissipated energy capacity. The effect of slippage of the plain reinforcing bars is also evidenced by direct comparison with the results obtained for the control column with deformed reinforcing bars.

**PALAVRAS-CHAVE:** pilares de betão armado, armadura lisa, carregamento cíclico biaxial, ensaios experimentais, escorregamento.



## 1. INTRODUÇÃO

Sismos impõem deformações em várias direções nos membros estruturais verticais como pilares e paredes. No entanto, as abordagens atuais para a avaliação de estruturas existentes baseada em deslocamentos adotam limites de deformação que são baseados em ensaios cíclicos uniaxiais que não representam adequadamente a faixa de resposta de pilares com diferentes detalhamentos sob carregamento sísmico.

Estudos experimentais sobre a resposta cíclica biaxial de pilares de betão armado são ainda limitados, particularmente para pilares com armadura lisa. Um dos primeiros estudos experimentais sobre o comportamento biaxial de pilares foi desenvolvido por Low e Moehle [1] em 1987. Mais tarde Bousias et al. [2] também considerou o efeito do esforço axial ter valor constante ou variável na resposta cíclica biaxial de pilares de BA. Mais recentemente outros autores [3-5] também investigaram o comportamento cíclico de pilares de BA carregados nas duas direções horizontais em simultâneo e que demonstram a relevância de considerar-se a flexão composta desviada de pilares de BA. Além disso, as estruturas existentes de betão armado com armadura lisa apresentam falta de ductilidade devido às fracas propriedades de aderência e deslizamento da armadura [6-8].

Estruturas de edifícios dimensionadas de acordo com códigos antigos podem ser propícias a desenvolver danos severos aquando da ocorrência de um sismo. Esta limitação poderá ter a ver com a consideração de uma ação sísmica menor que a atualmente considerada, uso de armadura lisa, falta de detalhamento, empalme dos varões nas regiões críticas, comprimento de amarração insuficiente dos varões longitudinais e falta de confinamento do betão. As cargas cíclicas induzem degradação da aderência entre o aço e o betão e conseqüentemente o escorregamento dos varões pode ocorrer. Assim, a capacidade máxima resistente pode não ser atingida e as deformações dos elementos podem aumentar levando a colapso parcial ou total da estrutura. Alguns estudos [9, 10] indicam que o fenómeno do escorregamento das armaduras tem um impacto significativo na rotação das extremidades dos elementos que pode representar até cerca de 80%-90% da deformação total de pilares construídos com armadura lisa. Além dos problemas associados com o escorregamento, as estruturas existentes de betão armado podem ter outros problemas tais como: inadequado detalhamento para cargas sísmicas; nível baixo de confinamento; betão com baixa resistência; e dimensionamento apenas para cargas verticais.

Este artigo apresenta os resultados experimentais de cinco pilares de betão armado construídos à escala real e são representativos de estruturas existentes sem detalhamento para cargas sísmicas. Quatro desses pilares foram realizados com armadura lisa e um com armadura nervurada. Os ensaios foram conduzidos com esforço axial constante e diferente leis de carga uniaxial e biaxial. Todos os pilares têm secção de 30cmx30cm e altura de 1.5m (meia altura do pilar). As relações força-drift, evolução da energia dissipada e danos finais são mostrados e comparados para evidenciar a influencia do uso da armadura lisa e do carregamento biaxial.

## 2. DETALHES DOS PILARES, MATERIAIS E PLATAFORMA DE ENSAIO

### 2.1. Características dos pilares e propriedades dos materiais

Os cinco pilares têm a mesma secção transversal, a mesma quantidade de armadura e foram construídos em simultâneo. Foram dimensionados de acordo com o regulamento antigo REBA de 1967 [11] sem qualquer detalhamento sísmico. A geometria e a pormenorização da armadura lisa dos pilares são apresentadas na Figura 1. A ancoragem da armadura longitudinal no pilar com armadura nervura usa dobras de 90° em vez de 180° como nos pilares com armadura lisa. Cada pilar representa metade da altura de um pilar com 3.0m de altura, ao nível da fundação, de uma estrutura com 3 ou

4 pisos. Apesar de o provete ter uma altura de 1.65m, o ponto de aplicação das cargas laterais localiza-se à cota de 1.5m a partir do topo da fundação. A seção quadrado dos pilares tem a dimensão de 30cmx30cm e o bloco rígido de fundação tem a dimensão de 44cmx44cmx50cm. A armadura longitudinal dos pilares é constituída por 8 varões de diâmetro de 12mm e estribos com diâmetro de 8mm espaçados de 20cm com ganchos de ancoragem de 90°. A espessura do recobrimento adotado de 25mm e todos os pilares foram betonados numa só fase e testados depois de 28 dias de cura.

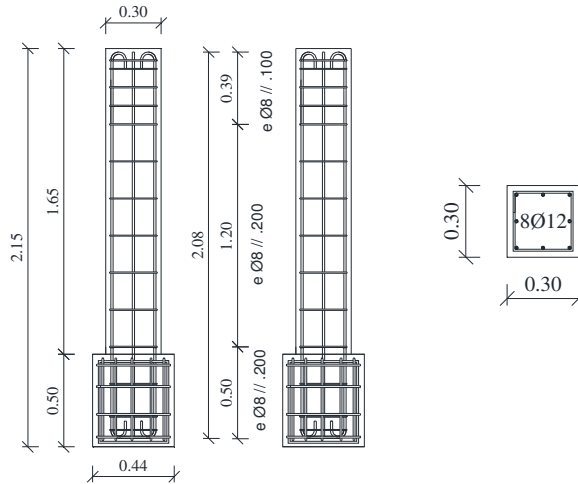


Fig. 1 - Geometria e pormenores da armadura dos pilares com armadura lisa.

A Tabela 1 sumariza os valores médios das propriedades mecânicas do betão e do aço usados na construção dos pilares bem como a designação de cada pilar e corresponde tipo de aço (liso ou nervurado) e lei de carga lateral implementada (uniaxial monotónica ou cíclica e biaxial circular ou elíptica). A resistência em compressão do betão,  $f_{cm}$ , foi determinada em provetes cilíndricos ( $\text{Ø}150\text{mm} \times 300\text{mm}$ ) de acordo com a norma NP EN 206-1 [12]. A tensão média de cedência do aço é designada por  $f_{ym}$ , a tensão última por  $f_{um}$  e o módulo de elasticidade por  $E$ . A tensão de cedência da armadura nervurada é 15% superior à da armadura lisa e a resistência em compressão do betão é de 27MPa para todos os pilares. A nomenclatura adotada para identificar cada pilar é: P – superfície lisa (plain); D – superfície nervurada (deformed); UM – uniaxial monotónico; UC; uniaxial cíclico; BC – biaxial circular; e BE – biaxial elíptico.

Tabela 1- Propriedades mecânicas dos materiais e nomenclatura adotada.

Pilar	Betão		Aço				Superfície	Carga Lateral	
	$f_{cm}$ [MPa]		Ø8mm		Ø12mm				
		$f_{ym}$ [MPa]	$f_{um}$ [MPa]	$E$ [GPa]	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{um}$ [MPa]	$E$ [GPa]		
PUM	27	410	495	198	405	470	199	Plain	Uni. mono.
PUC									Uni. cíclico
PBC									Bi. circular
PBE									Bi. elíptica
DBC		470	605	198	465	585	199	Deformed	Bi. circular

## 2.2. Plataforma de ensaios utilizada

Os ensaios foram realizados numa plataforma existente no laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que permite a aplicação de duas cargas ortogonais horizontais e uma vertical, em simultâneo, em pilares de betão armado com esforço axial constante ou variável (Figura 2). O esforço axial adotado foi de 300kN (esforço axial reduzido de  $\nu=12.3\%$ ). O esforço axial é controlado em força e a carga lateral é controlada em deslocamentos. A lei de deslocamentos laterais ( $d_c$ ), imposta à cota do pilar de 1.5m, repete cada amplitude de ciclo três vezes. Os níveis de deslocamentos impostos correspondem aos picos de 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75 e 80 (em mm) e têm a forma apresentada na Figura 3. No caso da lei de carga elíptica, o eixo maior adapta aos valores dos picos acima mencionados e o eixo menor corresponde a metade desses valores. Nesta plataforma de ensaios o atuador vertical não se move, por isso está sempre alinhado com o centro da base do pilar e, conseqüentemente os efeitos de segunda ordem são desprezados. No topo do pilar existem duas chapas especiais revestidas com dois materiais de baixo atrito, sendo uma solidária com o topo do pilar e outra solidária com o atuador vertical. As reações horizontais do atuador vertical correspondem ao atrito entre as chapas e são medidas durante o ensaio nas duas direções de aplicação da carga e descontadas no valor da força atingida nos atuadores horizontais. A rotação do bloco de fundação também é medida durante o ensaio para posteriormente corrigir-se os deslocamentos aplicados no topo do pilar.

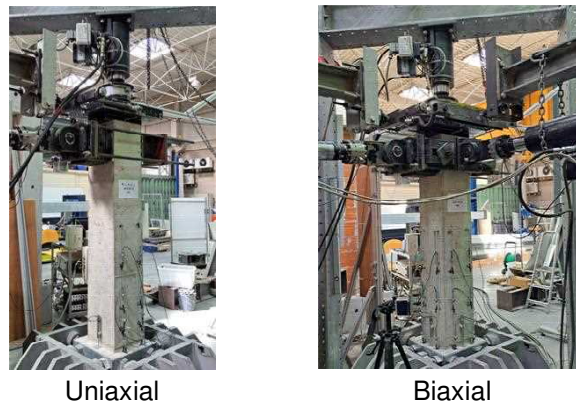


Fig. 2 – Plataforma de ensaios utilizada.

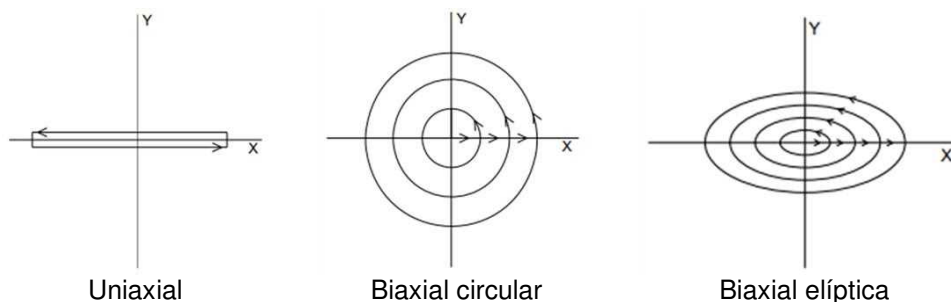


Fig. 3 – Leis de deslocamento adotadas.

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1. Comportamento histerético

As relações força-drift obtidas, nas duas direções (x e y), para todos os pilares são apresentadas na Figura 4. Os valores de drift correspondem aos valores do deslocamento dividido pela altura de aplicação desse deslocamento (1.5m). Nos ensaios biaxiais, quando se passa para uma nova amplitude de deslocamento, o primeiro incremento de deslocamento é feito no sentido positivo do eixo x, originando que no primeiro ciclo de cada amplitude a força seja maior no sentido positivo do eixo x. A resposta obtida no ensaio monotônico, do pilar PUM é praticamente coincidente com a envolvente obtida para o ensaio uniaxial cíclico demonstrando que a carga cíclica não teve influência na força máxima atingida e na rigidez inicial dos pilares com armadura lisa. Já o carregamento biaxial afeta significante a resposta cíclica após a cedência do elemento, nomeadamente em termos de degradação de resistência e efeito pinching, como observado nos pilares PUM e PBC presentes na Figura 4a. A resposta dos pilares PBC e DBC é semelhante nas duas direções. O pilar PBE apresenta menor força na direção y devido ao deslocamento imposto na direção y ser metade do da direção x.

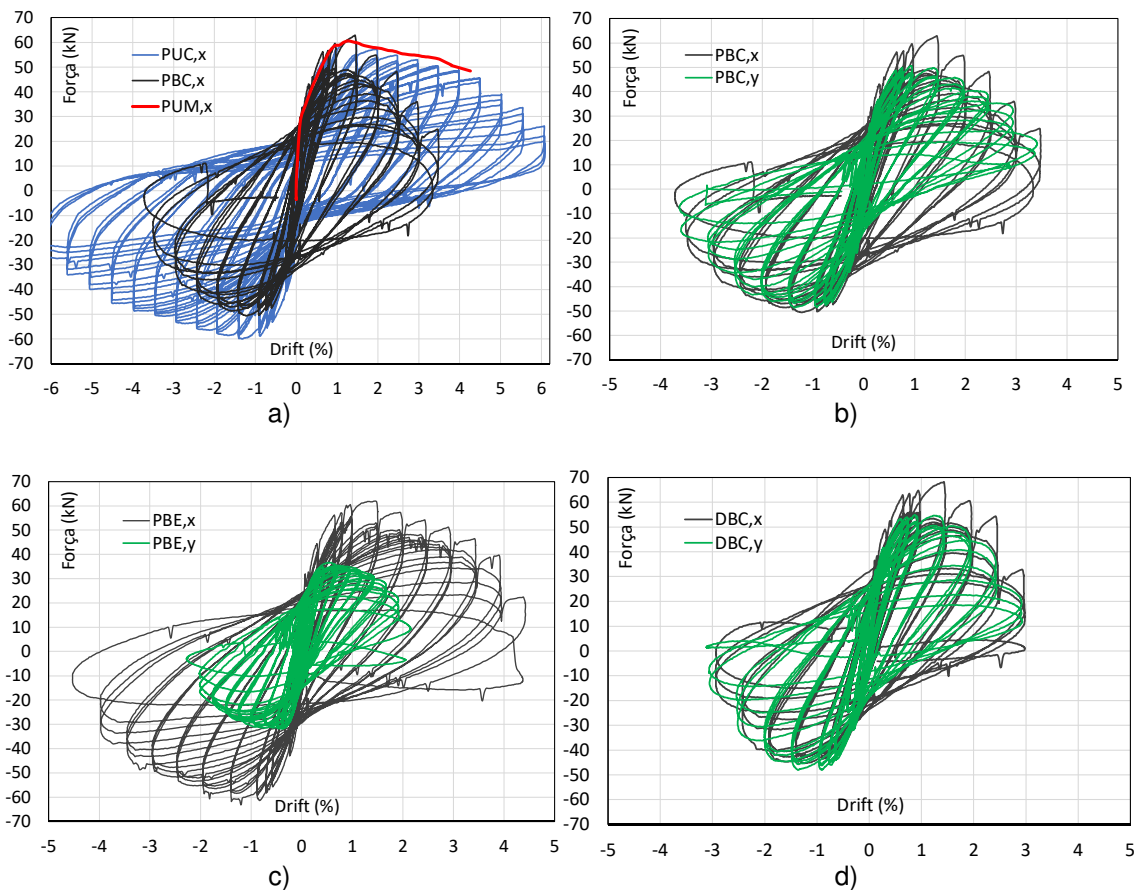


Fig. 4 – Relação força-drift: a) PUC, PUM e PBC na direção x; b) PBC; c) PBE; e d) DBC.

A Tabela 2 apresenta a força máxima ( $F_{max}$ ) obtida durante o ensaio e correspondente drift ( $Drift_{F_{max}}$ ), Força última ( $F_{ult}$ ) e correspondente drift ( $Drift_{F_{ult}}$ ) e a ductilidade de deslocamento correspondente ao ponto último ( $\mu_{\Delta,ult}$ ). A força última corresponde ao ponto onde a existe uma redução de 20% da força máxima e a ductilidade no ponto último é determinada como o rácio entre o deslocamento do ponto último e o deslocamento de cedência. O deslocamento de cedência é calculado pela aproximação de uma curva bilinear à envolvente com o critério de igualdade de energia dissipada

conforme explicado em [7]. A força máxima atingida é semelhante nos pilares com armadura lisa e cerca de 11% menor que o pilar com armadura nervurada DBC cuja tensão de cedência do aço é superior à do aço de armadura lisa. O drift correspondente à força máxima é semelhante em todos os pilares, mas o drift do ponto último é consideravelmente maior nos ensaios uniaxiais do que nos biaxiais. A ductilidade de deslocamento registada no pilar PUM, testado monotonicamente, é 10% e 76% maior do que a observada nos pilares PUC e PBC, respetivamente. Já o pilar com armadura nervurada DBC apresenta uma ductilidade 20% maior que o pilar com armadura lisa PBC e testado com a mesma lei de carga. Assim, a fraca aderência da armadura lisa diminui a capacidade de deformação e ductilidade dos pilares de betão armado.

Tabela 2- Força máxima, drift na força máxima, força última, drift na força última e ductilidade de deslocamento.

Column	Direction	$F_{max}$ [kN]	$Drift_{F_{max}}$ [%]	$F_{ult}$ [kN]	$Drift_{F_{ult}}$ [%]	$\mu_{\Delta,ult}$
PUM	x	60.6	1.3	48.5	4.3	8.8
PUC	x	60.0	1.4	48.0	4.1	8.0
PBC	x	62.8	1.4	50.2	2.3	5.0
	y	50.7	0.9	40.6	2.3	
PBE	x	61.7	1.5	49.4	3.1	4.8
	y	36.6	0.6	29.3	1.6	
DBC	x	68.1	1.4	54.5	2.4	6.0
	y	54.8	0.9	43.8	2.1	

A Figura 5 mostra a comparação direta da relação força-drift dos pilares DBC e PBC para ambas as direções. A rigidez inicial, força máxima e perda de resistência com o aumento da deformação lateral são semelhantes em ambos os pilares, embora a resistência máxima seja ligeiramente superior no pilar DBC devido à maior resistência do aço nervurado. Por outro lado, o pilar PBC apresenta efeito de pinching mais pronunciado. A resposta na direção x não é simétrica, uma vez que na mudança de amplitude de deslocamento imposto na lateral do pilar, primeiramente existe um pequeno incremento uniaxial na direção x. Globalmente, as respostas histeréticas dos pilares DBC e PBC demonstram poucas diferenças.

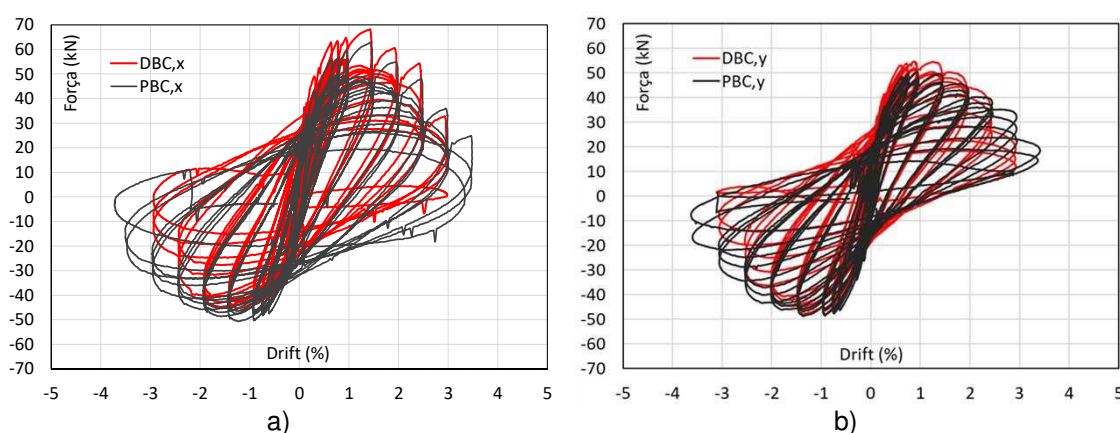


Fig. 5 – Relação força-drift obtida para os pilares PBC e DBC: a) direção x; b) direção y.

As envolventes da relação força-drift para todos os pilares e para as duas direções são apresentadas na Figura 6. As envolventes seguem uma tendência semelhante até à força lateral máxima ser atingida. Depois da força de pico, os ensaios biaxiais apresentam maior perda de resistência com o aumento da deformação. O pilar com

PBE, com lei de carga elíptica, atingiu menor força máxima na direção y uma vez que como o deslocamento imposto é o dobro na direção x em relação à direção y, os danos ocorridos e acumulados na direção x condicionam a resistência na direção y.

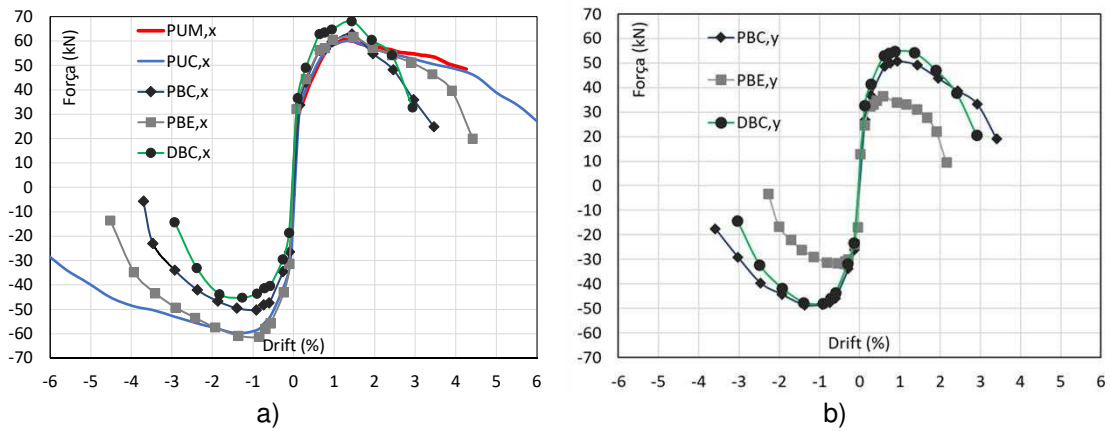


Fig. 6 – Envolventes da relação força-drift: a) direção x; b) direção y.

### 3.2. Evolução da energia dissipada

As relações entre a energia dissipada acumulada histerética e o drift dos pilares ensaiados ciclicamente são mostradas na Figura 7. O ponto último de cada pilar é identificado com uma marca preta. Nos pilares ensaiados biaxialmente é determinada como a soma da energia dissipada na direção x e y. Até ao ponto último, os pilares PUC, PBE e DBC dissiparam mais 107%, 53% e 27% que o pilar PBC, respetivamente. Assim, como o pilar PUC dissipou cerca do dobro de energia que o pilar PBC, demonstra que o carregamento biaxial reduz significativamente a capacidade de energia porque o drift correspondente ao ponto último é consideravelmente menor. No entanto, para níveis de drift iguais, o pilar PUC dissipa menos energia que os restantes e o pilar DBC é o que dissipa mais energia demonstrando que a utilização de armadura nervurada conduz a uma maior capacidade de dissipar energia comparativamente ao uso de armadura lisa.

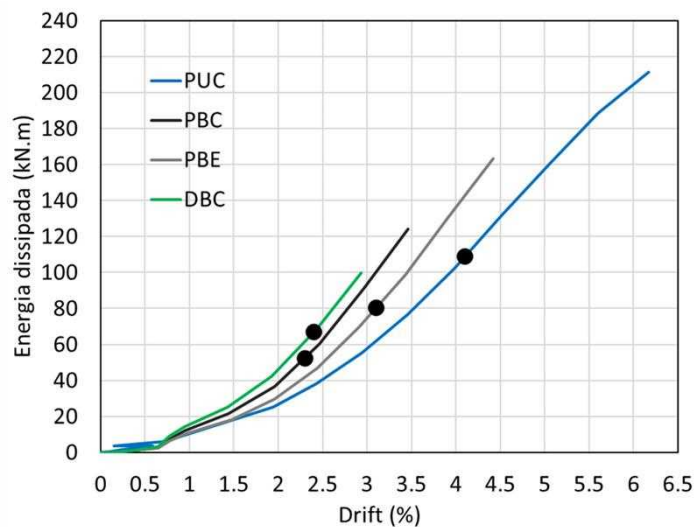


Fig. 7 – Evolução da energia dissipada acumulada.

### 3.3. Danos observados no final dos ensaios

O dano observado no final dos ensaios é apresentado na Figura 8. O pilar ensaiado monotonicamente, PUM, apenas apresenta duas fissuras horizontais na zona de tração e algum destacamento do betão na zona comprimida junto da fundação. Os pilares ensaiados ciclicamente apresentam fissuras de flexão, destacamento do betão de recobrimento, encurvadura dos varões longitudinais e rotura de varões longitudinais (apenas no PUC). A altura do pilar onde houve destacamento do betão nos pilares PUM, PBC, PBE e DBC foi de 17cm, 25cm, 25cm e 37cm, respetivamente. O destacamento de betão nos pilares com carregamento biaxial foi maior que o do pilar PUM e o do pilar DBC foi 48% maior que o correspondente pilar com armadura lisa PBC, demonstrando que elementos de betão armado com armadura nervurada conseguem distribuir o dano por um maior comprimento. A profundidade de destacamento do betão é cerca do dobro nos ensaios biaxiais em comparação com o uniaxial. Assim, o carregamento biaxial acelera os danos e provoca danos mais severos que o carregamento cíclico uniaxial. Todos os pilares tiveram rotura por flexão baseado na orientação das fissuras e não foi observada rutura dos estribos.

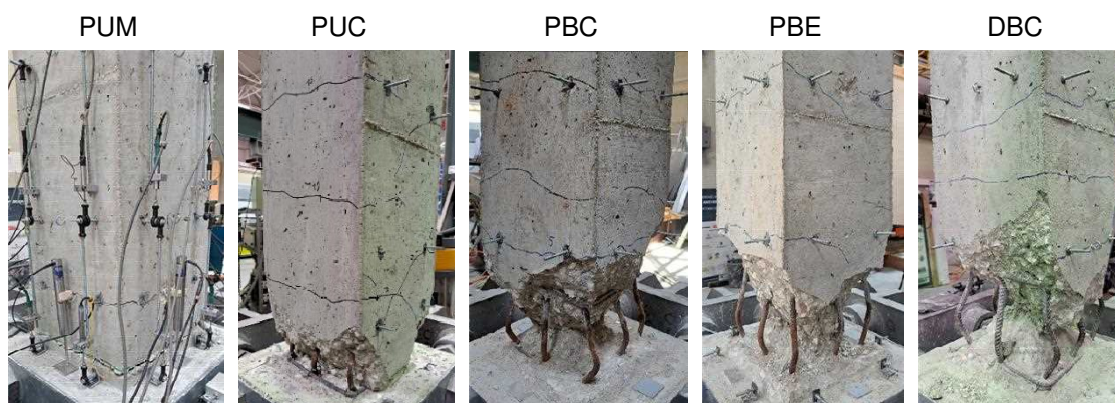


Fig. 8 – Dano final observado no final dos testes.

## 4. CONCLUSÕES

Cinco pilares de betão armado foram testados com carregamento lateral monotónico ou cíclico e constante esforço axial até ser atingido o colapso. Leis de carga uniaxial e biaxial foram adotadas para os ensaios cíclicos. Quatro pilares foram construídos com armadura lisa e um com armadura nervurada para comparação e demonstração da influência do uso de armadura lisa no comportamento cíclico de pilares. Baseado nos resultados obtidos conclui-se o seguinte:

- A resistência máxima não é significativamente afetada pelo tipo de carregamento lateral. No entanto, os valores de drift último e ductilidade obtidos nos ensaios cíclicos são consideravelmente menores do que nos ensaios uniaxiais. Assim, o carregamento biaxial acelera a degradação de resistência e softening.
- O pilar DBC, com armadura nervurada, dissipou mais 27% de energia que o pilar semelhante com armadura lisa, PBC, demonstrando a menor capacidade de dissipação de energia dos pilares com armadura lisa.
- O comprimento de destacamento de betão no pilar PBC foi 48% menor do que o obtido no pilar semelhante com armadura nervurada DBC, justificando a teoria do dano mais concentrado nos elementos com armadura lisa.
- Os danos observados nos pilares com carregamento biaxial ocorreram para valores de drift menores do que nos pilares testados uniaxialmente e o destacamento de betão foi mais profundo nos ensaios biaxiais.

- O carregamento biaxial do pilar PBE fez diminuir a força de pico em 60% no eixo menor da elipse (direção y).

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] S. Low and J. P. Moehle, "Experimental study of reinforced concrete columns subject to multiaxial cyclic loading," *Earthq. Engrg. Res. Center*, vol. Rep. No UCB/EERC 87-14, Univ. of California, Berkeley, Ca., 1987.
- [2] S. N. Bousias, G. Verzeletti, M. N. Fardis, and E. Gutierrez, "Load path effects in column biaxial bending with axial force," *J. Eng. Mech.*, vol. 121, p. 596, 1995.
- [3] M. D. Ludovico, G. M. Verderame, A. Prota, G. Manfredi, and E. Cosenza, "Experimental Behavior of Nonconforming RC Columns with Plain Bars under Constant Axial Load and Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, no. 6, pp. 897-914, 2013, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000703.
- [4] M. D. Zoppo, M. D. Ludovico, G. M. Verderame, and A. Prota, "Experimental Behavior of Nonconforming RC Columns with Deformed Bars under Constant Axial Load and Fixed Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 11, p. 04017153, 2017, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001892.
- [5] A. Lucchini, J. Melo, A. Arêde, H. Varum, P. Franchin, and T. Rossetto, "Load Path Effect on the Response of Slender Lightly Reinforced Square RC Columns under Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, vol. 148, no. 3, p. 04021278, 2022, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003231.
- [6] J. Melo, H. Varum, and T. Rossetto, "Cyclic behaviour of interior beam-column joints reinforced with plain bars," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, no. 9, pp. 1351-1371, 2015, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.2521>.
- [7] J. Melo, H. Varum, and T. Rossetto, "Experimental cyclic behaviour of RC columns with plain bars and proposal for Eurocode 8 formula improvement," *Engineering Structures*, vol. 88, pp. 22-36, 2015/04/01/ 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.033>.
- [8] J. Melo, T. Rossetto, and H. Varum, "Experimental study of bond-slip in RC structural elements with plain bars," *Materials and Structures*, vol. 48, no. 8, pp. 2367-2381, 2015/08/01 2015, doi: 10.1617/s11527-014-0320-9.
- [9] J. Melo, C. Fernandes, H. Varum, H. Rodrigues, A. Costa, and A. Arêde, "Numerical modelling of the cyclic behaviour of RC elements built with plain reinforcing bars," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 2, pp. 273-286, 2011/02/01/ 2011, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.005>.
- [10] G. M. Verderame, G. Fabbrocino, and G. Manfredi, "Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests," *Engineering Structures*, vol. 30, no. 9, pp. 2289-2300, 2008/09/01/ 2008, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.024>.
- [11] *Decreto 47723 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado*, I Série - número 119, 1967.
- [12] *Concrete - Specification, performance, production and conformity (Portuguese Version)*, IPQ NP-EN206, 2000.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES NOS AÇORES**

**JOÃO PIMENTEL**  
Técnico Superior  
LREC-Açores

**VIDÁLIA MIRANDA**  
Técnica Superior  
LREC-Açores

**LISANDRA MIRANDA**  
Técnica Superior  
LREC-Açores

**LUÍS TEIXEIRA**  
Técnico Superior  
LREC-Açores

### **SUMÁRIO**

A percentagem de edifícios existentes em betão armado nos Açores é semelhante àquela que se regista no restante país, contudo, o estudo e compreensão destas estruturas ganha especial relevância nesta região, uma vez que se encontram em zonas de sismicidade moderada a forte. A caracterização dos materiais que constituem estas estruturas torna-se assim uma ferramenta essencial para permitir o apoio na definição da melhor abordagem face à eventual necessidade de realização de reforço sísmico. Este estudo faz uma compilação da informação recolhida pelo LREC Açores em anos recentes, em trabalhos que envolveram a extração de carotes de betão e posteriores ensaios, bem como de observação e caracterização de armaduras. É apresentada ainda um conjunto de análises estáticas não lineares aplicadas a um edifício existente, mostrando a influência de alguns parâmetros mecânicos no comportamento destas estruturas. Por último, expõem-se ainda alguns dos desafios encontrados na realização dos trabalhos de campo.

### **ABSTRACT**

The percentage of existing reinforced concrete buildings in the Azores is similar to the rest of Portugal mainland. However, the study and understanding of these structures is particularly relevant in this region, as they are located in areas of moderate to strong seismicity. The characterization of the structural materials thus becomes an essential tool to provide support for the definition of the approach to the eventual need to carry out structural seismic reinforcement. This paper compiles information collected by LREC Açores in recent years, in works that involved the extraction and testing of concrete cores, as well as visual observation and characterization of steel reinforcement. A set of pushover analyses applied to an existing building is also presented, to show the influence of some mechanical parameters on the seismic behavior of these structures. Finally, a few of the challenges found when carrying out fieldwork are also discussed.

**PALAVRAS-CHAVE:** Betão armado, Edifícios, Ensaios, Carotes, *Pushover*.

## 1. INTRODUÇÃO

Os Açores são uma região de sismicidade moderada a alta [1], afetada regularmente por fenómenos sísmicos que causam danos em infraestruturas, bem como perdas humanas e económicas consideráveis. Os sismos mais recentes, nomeadamente o de 1 de janeiro de 1980 ( $M_L=7,2$ ) que afetou a Terceira, São Jorge e Graciosa, e o de 9 de julho de 1998 ( $M_L=5,9$ ) que atingiu sobretudo o Faial e Pico, produziram estragos maioritariamente em edifícios de alvenaria, havendo, contudo, registos de danos em algumas construções em betão armado [2] [3].

Com o passar dos anos, o número de construções em betão armado, à semelhança do que se verificou em Portugal continental, sofreu um crescimento assinalável, tornando-se a tipologia de construção dominante. De acordo com os dados dos Censos de 2011 [4], nos Açores predominam edifícios de baixo porte (93,8% possuem até 2 pisos), e, de entre estes, uma percentagem considerável (52,0%) é em betão armado. Muito embora os regulamentos de construção para estruturas de betão armado já existam pelo menos desde 1918, a ação sísmica só é considerada explicitamente a partir de 1958 [5]. É, no entanto, em 1983 que entra em vigor aquela que é considerada a regulamentação sísmica de caráter moderno em Portugal. Mais recentemente entraram em vigor os Eurocódigos, que assumiram caráter definitivo em 2022 [6]. Deste modo, verifica-se que, de entre as construções edificadas com base no Regulamento de Segurança e Ações (RSA) [7] e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) [8], cuja percentagem nos Açores se estima que seja de aproximadamente 44,3%, algumas comecem a aproximar-se do limite de vida útil preconizado por estes regulamentos.

Neste sentido, considera-se importante contribuir para o desenvolvimento de estudos e ensaios que aumentem o conhecimento das estruturas existentes em betão armado, em especial tendo em vista a sua caracterização face à ação sísmica. Neste trabalho, apresentam-se alguns trabalhos desenvolvidos pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil dos Açores (LREC), com especial ênfase a partir de 2015.

## 2. ENQUADRAMENTO

O LREC Açores tem vindo a desenvolver trabalhos de avaliação de estruturas existentes em betão armado, os quais por vezes envolvem, para além de uma inspeção aos edifícios com registo de anomalias de cariz estrutural, a caracterização dos materiais estruturais. Nesta área, os ensaios usualmente solicitados são os de extração de carotes de betão armado em lajes/vigas e pilares, e posterior ensaio à compressão, e, em menor número, o ensaio de tração em varões de aço previamente extraídos da estrutura. Este último é normalmente indicado para os casos em que a identificação das armaduras não pode ser efetuada através da observação das nervuras, ou quando o período de construção do edifício é desconhecido, dificultando a identificação do tipo de aço utilizado.

Durante a fase de preparação dos trabalhos, são solicitados aos proprietários ou donos de obra todos os elementos que possam apoiar a caracterização das estruturas, tais como memórias descritivas e justificativas, peças desenhadas de projeto ou levantamentos da geometria dos edifícios que incluam a localização dos elementos estruturais. Contudo, é muito frequente este tipo de informação ser incompleta, mesmo tratando-se de construções mais recentes e sujeitas a processos camarários que obrigam à entrega de peças escritas e desenhadas. Outra dificuldade que se tem vindo a verificar é a de os pedidos para avaliação de estruturas de betão armado solicitados ao LREC Açores serem, por vezes, algo incipientes. Tal situação decorre do facto de os proprietários desconhcerem o destino final previsto para o edifício a analisar, sem indicação de eventuais alterações do tipo de uso, da pretensão em executar ampliações, entre outros aspetos.

Assim, para a avaliação estrutural de edifícios de betão armado existentes, o LREC Açores apoia os requerentes, fornecendo um conjunto de orientações para a realização de estudos das estruturas existentes em betão armado, os quais são desenvolvidos seguindo as regras normativas em vigor. Neste âmbito, realça-se a Norma NP EN 1998-3:2017 [9], que veio estabelecer critérios para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes, e que define a informação de base necessária para a recolha de informação para a avaliação estrutural, de modo a alcançar os níveis de conhecimento desejados de uma estrutura existente, com vista à sua avaliação e reabilitação sísmicas. Relativamente à caracterização dos materiais estruturais, destaca-se a Norma EN 13791:2019 [10], que indica a metodologia a adotar para a avaliação da resistência à compressão do betão em estruturas existentes de betão armado, assim como a NP EN 15630-1:2019 [11], para a realização do ensaio de tração às armaduras.

### 3. ESTUDOS EFETUADOS

Os trabalhos de caracterização e avaliação de estruturas de betão armado realizados pelo LREC Açores têm envolvido maioritariamente edifícios de serviços e equipamentos públicos, nomeadamente escolas, armazéns industriais, pavilhões desportivos (Figura 1), entre outros.



Fig. 1 – Pavilhões Desportivos SMA (à esquerda) e SMG (à direita).

Durante a fase inicial, são definidos em conjunto com o requerente os trabalhos para recolha de informação sobre os edifícios. Estes abrangem os três fatores indicados na NP EN 1998-3:2017 [9], que incluem um levantamento da sua geometria, com o registo de patologias de índole estrutural e respetiva localização, a observação de pormenores construtivos em elementos de betão armado, e por último um conjunto de ensaios aos materiais estruturais.

#### 3.1. Caracterização da geometria

Através da análise às plantas dos edifícios, a confirmação das suas propriedades geométricas é usualmente efetuada em inspeção *in situ* por amostragem. Esta observação é, em geral, de fácil concretização. Nos casos em que os elementos estruturais do tipo viga ou pilar se encontrem embebidos em paredes de alvenaria, são utilizados meios complementares de apoio, tal como a abertura de “janelas” de inspeção em paredes, detetor de armadura em elementos de betão e observação por termografia (Figura 2). Este último é também utilizado para a deteção da tipologia das lajes (maciça ou aligeirada).



Fig. 2 – Imagem da fachada principal, à esquerda, e respetivo registo termográfico, à direita.

Relativamente às fundações de pilares, são executados poços para observação direta (Figura 3), em especial nos casos em que a pretensão do requerente envolve uma modificação significativa do edifício, quer por eventual ampliação em altura ou por alteração do tipo de uso. A localização dos mesmos é selecionada de modo a recolher o maior número de informações possível, que inclua não só as dimensões das sapatas como também a existência e localização de vigas de fundação.



Fig. 3 – Poços para observação direta de fundações.

### 3.2. Observação de disposições construtivas

As peças desenhadas que indicam a pormenorização dos elementos de betão armado são sempre confirmadas através de ensaios com detetor de armaduras, os quais são realizados por amostragem, isto é, são selecionados para análise um número mínimo de elementos (cerca de 20%). Embora a NP EN 1998-3:2017 [9] não o indique de forma explícita, é usual tirar partido da informação obtida em caso de simetria ou dupla simetria do edifício.

Quando a informação disponibilizada é insuficiente, são executadas “janelas” de inspeção nos elementos estruturais. Nos elementos do tipo viga ou pilar, considera-se prioritária a observação dos pormenores das armaduras nas zonas dos nós (Figura 4). Nos pilares, uma das zonas críticas localiza-se junto ao pavimento térreo, não só por esta ser considerada uma zona dissipativa, onde a cintagem do betão assume um papel preponderante no comportamento sísmico dos edifícios, mas também porque é comum estas zonas se encontrarem afetadas por corrosão de armaduras, com delaminação e destacamento da camada de betão de recobrimento. Um dos fatores mais comuns que está na origem desta patologia é a absorção de água por

capilaridade dos elementos envolventes, nomeadamente alvenarias e pavimentos térreos.



Fig. 4 – Disposições construtivas em viga (à esquerda) e na base de pilar (à direita).

Nestes trabalhos são ainda efetuadas a medição da espessura da camada de betão de recobrimento, assim como uma análise ao tipo de nervuras dos varões de aço (vd. §3.3), quando existentes.

### 3.3. Caracterização de materiais

Nesta fase, para estudo dos materiais que constituem a estrutura em betão armado, são selecionados os elementos para os quais se irá efetuar a extração de amostras para ensaios de caracterização mecânica.

Relativamente aos varões de aço, são aproveitadas as zonas de “janelas” de inspeção elencadas na secção anterior (vd. §3.2) para observação das suas características principais, nomeadamente o diâmetro, a presença e tipo de nervuras, e eventuais indícios de corrosão. Nos casos em que as referidas nervuras são identificáveis, tais como as previstas no REBAP (A400 ou A500) [8], considera-se que a informação técnica indicada em documentos de homologação ou especificações do LNEC poderá ser suficiente para a sua caracterização mecânica, evitando-se assim uma ação intrusiva na estrutura. Em situações onde as nervuras são de difícil identificação, ou em caso da sua inexistência (varões lisos), o LREC Açores usualmente recomenda a extração de varões para posterior ensaio à tração. Nestes casos, para além das tensões de cedência e de rotura, são também obtidas as extensões de rotura e última dos varões (Figura 5).

Salienta-se ainda que, da experiência do LREC Açores na observação de edifícios de pequeno e médio porte construídos a partir de 1990, a cintagem dos varões longitudinais dos pilares é muitas vezes executada com varões de aço tipo A500 ER.

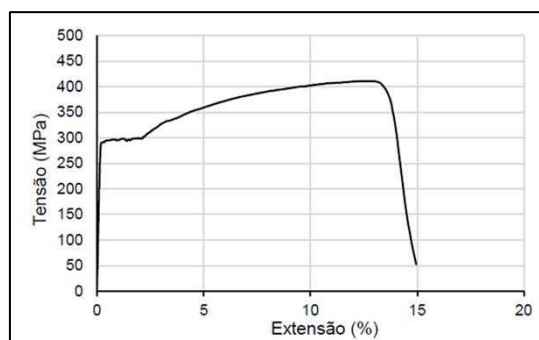


Fig. 5 – Gráfico tensão-extensão de ensaio de tração de varão liso com diâmetro 12 mm.

Para a avaliação do betão existente, em paralelo a uma análise à sua localização em planta, e após inspeção visual ao edifício, são selecionados os elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) para a extração de carotes, cujo número é definido de acordo com a EN 13791:2019 [10]. Para qualquer destes elementos, é utilizado previamente um detetor de armadura para evitar o corte de varões de aço.

No caso dos pilares, a escolha recai em locais assimétricos distintos, isto é, são selecionados pelo menos um elemento no contorno exterior do edifício e um no interior. A extração de carotes ocorre, sempre que viável, a meia-altura dos pilares. Relativamente a vigas em betão armado, a localização da carotagem recai em zonas de momentos fletores nulos. Este ensaio é o de maior dificuldade de execução, não só por ser necessário realizar em altura, como pelo facto de ser comum o talão da viga possuir dimensões reduzidas que impedem uma adequada fixação da caroteadora ao elemento. Por fim, as zonas de extração de carotes em lajes são selecionadas de modo que ocorram em locais de momentos fletores nulos.

Nas carotes extraídas são realizados ensaios de fenolftaleína para medição da profundidade da frente de carbonatação, ou ainda ensaios para medição do teor de cloretos. Por último, são preparados os provetes para serem ensaiados de acordo com a NP EN 12504-1, para efeitos da avaliação da resistência à compressão do betão.

#### 4. APLICAÇÃO A CASOS REAIS

Apresenta-se o estudo realizado em 2 pavilhões desportivos (designados Pavilhões Tipo SC) construídos em meados da década de 80, nas ilhas de Santa Maria e São Miguel. A pretensão do requerente era efetuar uma análise ao efeito que uma eventual demolição das bancadas destinadas ao público – ação considerada necessária para o aumento da área de jogo – poderia ter ao nível do comportamento estrutural dos edifícios.

A informação recolhida previamente aos trabalhos de campo era constituída por peças desenhadas dos projetos de arquitetura e estabilidade (Figura 6). Este último, datado de janeiro de 1984, mostra que os edifícios terão sido dimensionados de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) [12], uma vez que os materiais estruturais especificados para o betão armado são o B225 e o A40T.

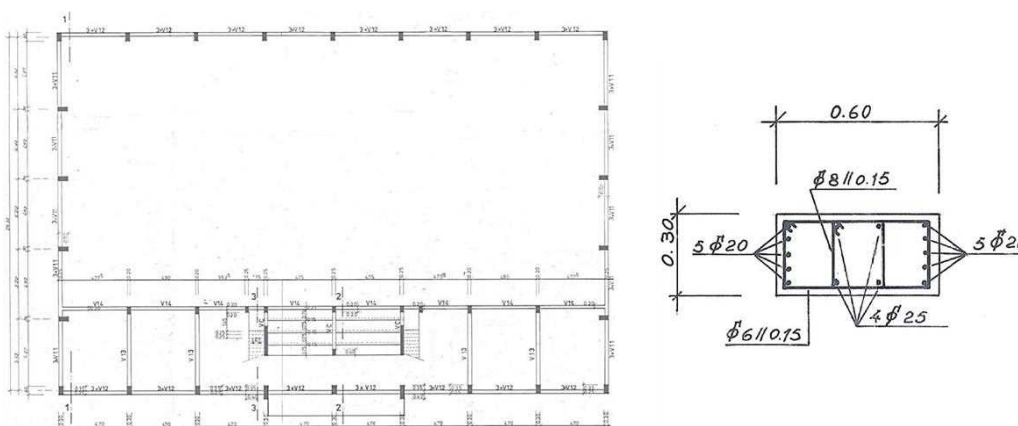


Fig. 6 – Planta do pavilhão tipo SC (à esquerda) e pormenor de pilar P8 (à direita).

Em termos estruturais, o projeto original contemplava a criação de um edifício com configuração retangular em planta, com 40,4 m de comprimento por 26,9 m de largura, sendo constituído por uma estrutura reticular de pórticos em betão armado, com espaçamentos da ordem dos 5,0 m, com pilares e vigas de secção transversal retangular. Sobre a área reservada aos balneários, o edifício possui uma laje inclinada

maciça em betão armado que serve de apoio às bancadas do pavilhão. A cobertura é constituída por asnas metálicas contraventadas em ambas as direções. De acordo com a informação disponível no projeto original, as fundações são do tipo diretas em betão armado.

## 4.1. Trabalho de campo

### 4.1.1. Santa Maria

A inspeção ao pavilhão, que neste trabalho se designou por SMA, foi realizada enquanto este se encontrava a ser intervencionado, pelo que o conjunto de observações *in situ* foram limitadas à obtenção de dados sobre a geometria. Comparativamente ao projeto original, verificou-se que o edifício possuía uma área ampliada a tardoz, contígua ao Pavilhão, passando a apresentar uma largura total de 36,9 m. Outra diferença significativa em relação ao projeto original prende-se com a construção de uma viga no topo dos pilares para suporte da cobertura em chapa metálica autoportante sobre a zona do campo, que vence o vão na menor direção (Figura 7).



Fig. 7 – Aspeto geral pelo interior do pavilhão SMA (à esquerda) e pormenor de topo de pilar (à direita).

Relativamente aos restantes elementos estruturais, confirmaram-se as dimensões das seções transversais dos elementos. Assim, de acordo com a NP EN 1998-3:2017 [9], deveria ser adotado o nível de conhecimento KL1 – conhecimento limitado – para escolha do método de análise, que ficaria limitado ao método das forças laterais (LF) ou à análise modal por espetro de resposta (MRS), e dos valores dos coeficientes de confiança.

### 4.1.2. São Miguel

Relativamente a este edifício, designado neste estudo por SMG, foi possível realizar um conjunto de observações e ensaios que permitissem incrementar o nível de conhecimento da estrutura. Assim, para além da confirmação *in situ* das propriedades geométricas do edifício, onde se constatou que o projeto foi cumprido na íntegra, realizaram-se ensaios com o detetor de armadura, que permitiram confirmar a localização de armaduras nos elementos de betão. Foram observadas nervuras que atestam a utilização de aço do tipo A40T.

Para ensaios ao betão existente, foram definidas *a priori* a extração de 4 carotes em pilares de betão armado. Por motivos de ordem funcional, a sua execução limitou-se aos elementos existentes na zona dos balneários (Figura 8). A profundidade das



frentes de carbonatação atingiu o valor máximo de 10 mm, o que seria expectável, dado os pilares se encontrarem protegidos em zona interior e revestidos por película envernizada. Os resultados preliminares dos ensaios à compressão apontam para um betão da classe C50/60, de acordo com as NP EN 1992-1:2010 [13] e EN 13791:2019 [10]. A informação recolhida permite considerar que o nível de conhecimento é normal (KL2), permitindo, por exemplo, uma análise estática não linear (*pushover*).



Fig. 8 – Extração de carote a meia altura de pilar (à esquerda e ao centro); Ensaio de fenolftaleína (à direita).

## 4.2. Modelação numérica

Foram criados dois modelos numéricos tridimensionais dos edifícios (Figura 9) no *software* de análise estrutural SAP2000 [14]. As vigas e os pilares foram modelados como elementos de barras, com rigidez de torção praticamente nula, tendo sido considerados troços rígidos nos nós de ligação viga-pilar, e também considerada a redução de rigidez devido à fendilhação, tal como indicado em 4.3.1 da NP EN 1998-1 [15]. As lajes das bancadas foram modeladas como elementos do tipo “*shell*” e as fundações foram modeladas como apoios encastrados. Todas as dimensões dos elementos estruturais adotadas foram as previstas em projeto.

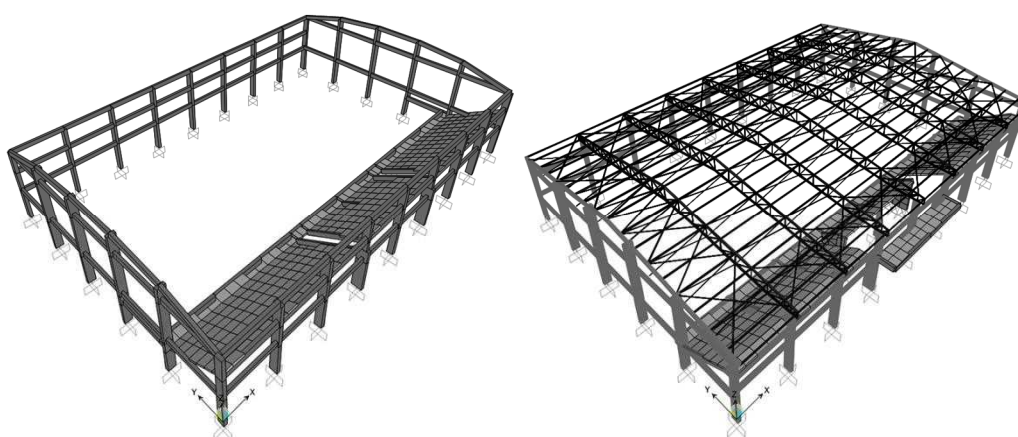


Fig. 9 – Modelos numéricos tridimensionais. Pavilhão SMA (à esquerda) e SMG (à direita).

Em termos de ações verticais, para além dos pesos próprios dos elementos estruturais ( $\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_{\text{aço}} = 77 \text{ kN/m}^3$ ), foram consideradas as indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Ações verticais consideradas nos modelos.

Ação	Tipo	Valor	Pavilhão
Chapa autoportante	Permanente	0,2 kN/m <sup>2</sup>	SMA
Chapa canelada		0,1 kN/m <sup>2</sup>	SMG
Revestimentos		1 kN/m <sup>2</sup>	Ambos
Paredes alvenaria	Variável	2,25 kN/m <sup>2</sup>	Ambos
Sobrecarga de piso		6 kN/m <sup>2</sup>	Ambos
Sobrecarga de cobertura		0,4 kN/m <sup>2</sup>	Ambos

## 4.2.1. Resultados da análise modal

Apresentam-se os resultados da análise modal na Tabela 2.

Tabela 2 - Análise modal.

Modo Pavilhão	T (s)	f (Hz)		T (s)	f (Hz)
		SMA	SMG		
1	0,23	4,33	0,29	3,50	
2	0,21	4,73	0,26	3,88	
3	0,21	4,83	0,22	4,61	

No que diz respeito ao Pavilhão SMA, observa-se que o primeiro modo é de torção, o segundo modo é de translação segundo o eixo y e o terceiro modo apresenta uma componente de translação segundo o eixo y e acoplada com torção (Figura 10).

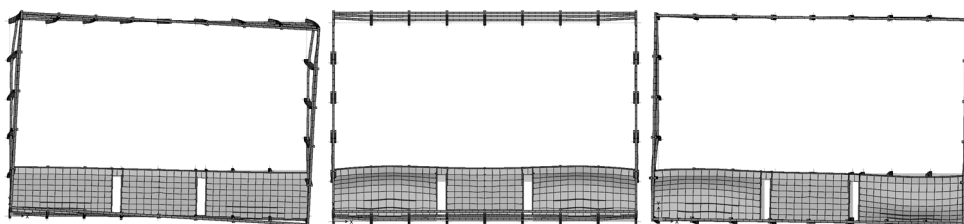


Fig. 10 – Configurações dos três primeiros modos de vibração do Pavilhão SMA, vistas de topo.

Relativamente ao Pavilhão SMG, o primeiro modo de vibração é o modo de translação segundo o eixo x, o segundo modo é de torção, e o terceiro modo de vibração é de translação segundo o eixo y (Figura 11). Relativamente ao comportamento dinâmico dos edifícios, verificou-se que a introdução da cobertura em asnas metálicas no modelo de cálculo influencia significativamente as configurações modais do edifício, passando o primeiro modo a ser de translação. Tal resultado aparenta ser adequado à realidade, uma vez que, comparativamente, a estrutura treliçada introduz maior rigidez horizontal, permitindo uma melhor uniformização dos deslocamentos no topo dos pilares do pavilhão comparativamente ao de uma chapa metálica autoportante.

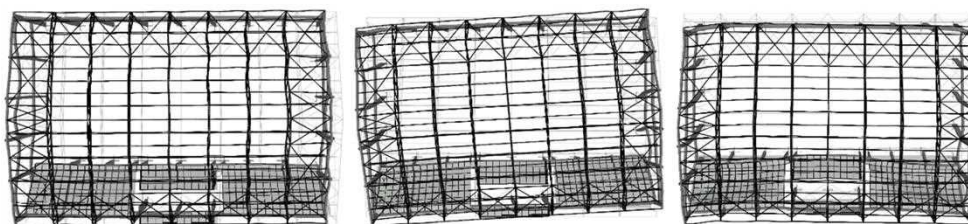


Fig. 11 – Configurações dos três primeiros modos de vibração do Pavilhão SMG, vistas de topo.

### 4.3. Análise modal por espectro de resposta – Pavilhão SMA

De modo a dar resposta à solicitação do dono de obra, foi criado um modelo no qual se procedeu à remoção das bancadas e pilares de apoio, de modo a estudar os principais efeitos desta ação na estrutura. Assim, verificou-se que a resposta dinâmica é alterada, devido não só à redução de rigidez da estrutura em relação à situação inicial, como por uma acentuada redução da massa sísmica. A configuração modal passa a ser de translação segundo o eixo  $y$ .

Uma vez que o edifício se localiza na zona sísmica 2.2, considerou-se a ação sísmica do tipo 2, a que corresponde  $a_{gR}=2,0 \text{ m/s}^2$  (valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do Tipo A). A ação sísmica foi modelada através do seu espectro de resposta, calculado com base nas expressões da NP EN 1998-1:2010 [15]. Admitiu-se que o edifício se encontra localizado em solo do Tipo B, e considerou-se um coeficiente de comportamento ( $q$ ) de 1,5, adequado para estruturas de edifícios existentes em betão armado.

Relativamente aos esforços na estrutura, e apesar de se observar um ligeiro desagravamento dos mesmos face à situação inicial, verificou-se que os pilares pertencentes aos pórticos nos topos do pavilhão poderiam apresentar um comportamento insatisfatório ao esforço transversal (Figura 12), pelo que se optou por recomendar ao projetista a análise a um eventual reforço.

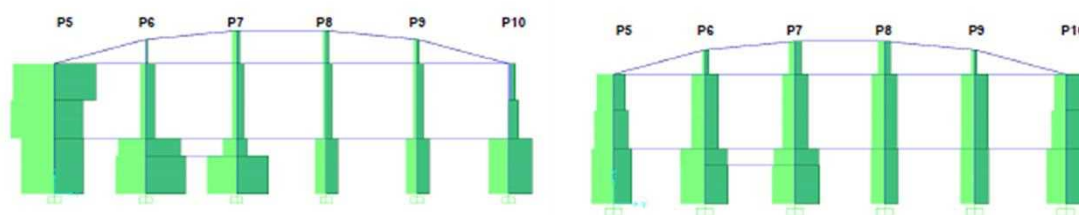


Fig. 12 – Esforços transversos nos pórticos de topo do Pavilhão SMA, antes (à esquerda) e após demolição das bancadas (à direita).

### 4.4. Análise estática não-linear (*pushover*) – Pavilhão SMG

Com o objetivo de estudar a influência de alguns parâmetros mecânicos na resposta não linear do Pavilhão SMG, recorreu-se a uma análise estática não-linear realizada em 3 modelos distintos. Este tipo de análise é uma ferramenta útil para avaliar o desempenho sísmico de uma estrutura e que permite conhecer a evolução dos danos. Tal como previsto no ponto 4.6 da NP EN 1998-3:2017 [9], para o Pavilhão SMG foram considerados os valores médios das propriedades mecânicas dos materiais, para três modelos distintos (Tabela 3).

Tabela 3 – Propriedades dos materiais.

Modelo	Betão	$f_{cm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	Aço	$f_{yk}$ (MPa)	$\epsilon_{yk}$ (%)	$E_s$ (GPa)
1	C20/25	28	30				
2	C50/60	58	37	A40T	400	8	200
3	C50/60	58	43,2				

O Modelo 1 corresponde a uma estrutura cujas propriedades dos materiais são as previstas no projeto original. Por facilidade de análise, assumiu-se que as propriedades do betão B225 corresponderiam a um C20/25. O Modelo 2 corresponde à estrutura existente, na qual foram considerados os resultados dos ensaios à compressão das carotes de betão (C50/60). Por fim, o Modelo 3 corresponde a um

betão cujo módulo de elasticidade foi incrementado em 20%, uma vez que é constituído por agregados de basalto (3.1.3 da NP EN 1992-1:2010 [13]).

Para realização da análise *pushover*, na definição dos modelos numéricos foram criadas rótulas plásticas nas extremidades dos elementos de barra (pilares e vigas) no *software* SAP2000, de acordo com o estabelecido pela ASCE 41-13 [16]. Para cada um desses elementos foram definidas secções transversais com armaduras coincidentes com o projeto de estruturas. Por simplificação, foram ignorados os efeitos da excentricidade accidental. Para cada modelo foram obtidas um total de seis curvas de capacidade, que correspondem à combinação do tipo de carregamento lateral (uniforme ou modal), com a direção (x ou y) e com o sentido (+ ou -). Para facilidade de análise, apresentam-se apenas as curvas de capacidade da estrutura referentes a um carregamento lateral com distribuição modal na direção do eixo x (Figura 13 à esquerda).

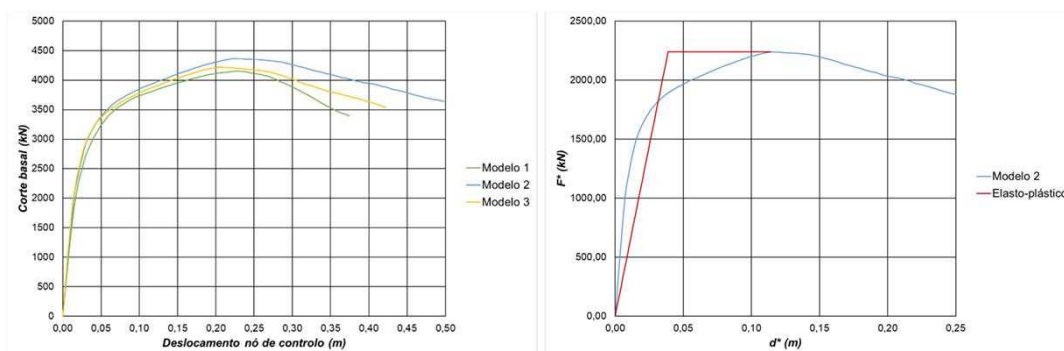


Fig. 13 – Curvas de capacidade para os 3 modelos desenvolvidos. À direita, curva bilinear do sistema de 1 grau de liberdade equivalente.

Para os 3 modelos, verifica-se que as alterações nos parâmetros mecânicos não afetam significativamente a forma da curva de capacidade. No entanto, observa-se que o incremento da tensão à compressão do betão (Modelo 2) tem um efeito positivo no seu comportamento pós-cedência relativamente ao Modelo 1. Já o incremento do valor do módulo de elasticidade do betão (Modelo 3) agrava o seu comportamento, comparativamente ao Modelo 2. Após a obtenção das curvas de capacidade, efetuou-se uma verificação de segurança para o Modelo 2 (Figura 13 à direita) de acordo com a NP EN 1998-3 [9], com  $\Gamma = 1,95$  e  $T^* = 0,41$  s. Após aplicar o padrão de forças sísmicas com configuração modal até atingir o deslocamento  $d = 0,028$  m no nó de controlo, efetuou-se a comparação entre as exigências e as capacidades. Verificou-se que, ao nível do esforço transversal, os pilares dos pórticos de extremidade apresentam uma capacidade (C) inferior à exigência (D), à semelhança do observado no modelo do Pavilhão SMA efetuado com análise modal por espectro de resposta.

## 5. OPORTUNIDADES

Das observações efetuadas nas secções anteriores, elencam-se algumas oportunidades e desafios para a realização de trabalhos futuros. Assim, em relação aos trabalhos de campo, verifica-se que a regulamentação é omissa quanto à possibilidade de redução do número de ensaios para observação de pormenorizações construtivas, em casos de existência de simetria ou dupla simetria do edifício existente. Outro aspeto que se destaca é a dificuldade de extração de carotes em vigas. Para edifícios de pequeno e médio porte, a extração de carotes nas lajes adjacentes às vigas poderia ser uma fonte de obtenção de parâmetros mecânicos.

Por último, e como oportunidades para desenvolver trabalhos com informação mais precisa, enumera-se a implementação de ensaios para determinação do módulo de

elasticidade das carotes de betão, a inclusão do efeito das paredes de alvenaria em modelos numéricos e o estudo da influência da corrosão das armaduras no comportamento sísmico de estruturas de betão armado existentes.

## 6. CONCLUSÕES

Ao longo dos anos, o parque edificado dos Açores continua a ser progressivamente modificado, aumentando o número de estruturas em betão armado existentes. No entanto, o *stock* de edifícios construídos aquando e após a introdução da regulamentação sísmica moderna (1983) ainda não é maioritário na Região. A experiência do LREC Açores na avaliação de estruturas existentes em betão armado tem mostrado que algumas destas construções edificadas em meados da década de 80 ou início de 90, mesmo quando enquadradas pelo REBAP, podem apresentar disposições construtivas inadequadas, tais como uma insuficiente espessura de recobrimento ou uma ineficaz cintagem dos pilares. Para além disso, algumas estruturas começam a apresentar patologias relacionadas com a durabilidade dos materiais que indicam uma redução do período de vida útil expectável, merecendo especial atenção aquando da sua avaliação. Por fim, considera-se que a implementação de modelos numéricos, mesmo com maior grau de complexidade, e que permitam o estudo do comportamento face à ação sísmica, é uma ferramenta essencial para dar resposta aos pedidos de avaliação de estruturas existentes.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, “Risco sísmico em Portugal,” [Online]. Available: <https://spessismica.pt/risco-sismico-em-portugal/>.
- [2] C. S. Oliveira, “Algumas considerações sobre o comportamento das edificações com elementos em betão armado,” em *10 anos após o sismo dos Açores de 1 de janeiro de 1980 - Aspetos Técnico-Científicos - Volume 2*, Lisboa, 1992.
- [3] F. Neves, A. Costa e C. S. Oliveira, “Vulnerabilidade sísmica do parque habitacional das ilhas do Faial e Pico,” em *Sismo 1998 - Açores - Uma década depois*, 2008.
- [4] Instituto Nacional de Estatística, I.P., “Censos 2011 - Resultados Definitivos - Portugal,” Instituto Nacional de Estatística, I.P., Lisboa, 2012.
- [5] J. Appleton, *Estruturas de Betão*, 1ª Edição ed., vol. 2, Edições Orion, 2013.
- [6] Diário da República Eletrónico, *Decreto-Lei 95/2019 de 18 de julho*, Lisboa: Diário da República, 2019.
- [7] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, *Decreto-Lei nº 235/83 - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Diário da República, 1983.
- [8] Diário da República, *Decreto-Lei nº 349-C/83 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*, Diário da República, 1983.
- [9] CEN - Comité Europeu de Normalização, *NP EN 1998-3 - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios*, Lisboa: Instituto Português da Qualidade, 2017, p. 87.
- [10] CEN, *EN 13791 - Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*, Bruxelas, 2019.
- [11] CEN, *NP EN ISO 15630-1: aços para armaduras de betão armado e pré-esforçado : métodos de ensaio : parte 1 : varões, fio máquina e fio para betão armado*, Instituto Português da Qualidade.
- [12] Diário do Governo, “Decreto nº 47723,” *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*, 20 5 1967.
- [13] CEN - Comité Europeu de Normalização, *NP EN 1992-1-1:2010 - Eurocódigo 2 -*

*Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.*, Instituto Português da Qualidade, 2010.

- [14] Computers and Structures, Inc, *SAP2000*, Berkeley.
- [15] CEN - Comité Europeu de Normalização, *NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, Instituto Português da Qualidade, p. 230.
- [16] ASCE, *ASCE Standard 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 2014.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**CARACTERIZAÇÃO DE LIGAÇÕES DE PAINÉIS DE FACHADA  
HORIZONTAIS EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS PRÉ-FABRICADOS EM  
BETÃO ARMADO SOB AÇÕES CÍCLICA**

**LIANA OSTETTO**  
RISCO – Universidade  
de Aveiro

**JORGE FONSECA**  
RISCO – Universidade  
de Aveiro

**ROMAIN SOUSA**  
RISCO – Universidade  
de Aveiro

**PAULO FERNANDES**  
CERIS  
IPLeiria, Leiria

**HUGO RODRIGUES**  
RISCO – Universidade  
de Aveiro

**SUMÁRIO**

Sismos recentes ocorridos na Europa destacaram alguns problemas relacionados com o fraco desempenho das ligações entre os painéis de fachada e a estrutura principal de edifícios pré-fabricados de betão armado. Em Portugal, a solução mais comum é a utilização de chapas, calhas e parafusos para realizar a ligação entre o painel de fachada horizontal e o pilar. Estas ligações têm apresentado alguns problemas quando sujeitas a ação sísmica, levando ao colapso dos painéis de revestimento. O presente estudo visa caracterizar experimentalmente o comportamento cíclico das ligações por forma a aferir a sua real capacidade, considerando diferentes níveis de apertos de parafusos. Foram realizados ensaios cíclicos quase estáticos do tipo histerético no plano e fora do plano, simulando o efeito das ações expectáveis durante um evento sísmico.

**ABSTRACT**

Recent earthquakes in Europe have highlighted some problems related with the poor performance of connections between cladding panels and the main structure of precast reinforced concrete buildings. In Portugal, the most common solution is to use plates, anchor channels, and bolts to connect the horizontal facade panel and the column. These connections have presented some problems when subjected to seismic action, causing the collapse of the cladding panels. The present study aims to characterize through an experimental investigation the cyclic behaviour of connections in order to assess their real capacity, considering different levels of bolt tightening. Quasi-static cyclic tests of the hysteretic type were carried out in-plane and out-of-plane, simulating the effect of expected actions during a seismic event.

**PALAVRAS-CHAVE:** Edifício pré-fabricado, ligação de painéis, comportamento cíclico, painel de fachada horizontal, ensaios experimentais, caracterização de ligações.



## 1. INSTRUÇÃO

Os edifícios pré-fabricados em betão armado (PFBA) são uma tipologia habitualmente encontrada no parque industrial europeu [1]. As abordagens de projeto desses edifícios assumem que os painéis de fachada são elementos não estruturais, ignorando, na maioria das vezes, a sua interação na resposta sísmica do edifício. No entanto, os danos observados em sismos recentes, como o de L'Aquila 2009 e o Emília 2012, mostraram que estes elementos têm uma contribuição significativa e não devem ser negligenciados [2]–[5]. Além disso, problemas críticos no comportamento das ligações entre os painéis de fachada e a estrutura principal foram evidenciados.

A fim de mitigar esses problemas relacionados com as ligações, diversos autores desenvolveram trabalhos experimentais significativos [5]–[11], no entanto faltam informações a cerca do comportamento das ligações habitualmente utilizadas em Portugal (Figura 1). Essas ligações geralmente são compostas por canais de ancoragem pré-instalados nos painéis, cantoneiras de aço fixadas com parafusos tipo cabeça de martelo, porcas, arruelas e parafusos para fixação da cantoneira de aço nos pilares, utilizados nos cantos de cada painel de fachada.



Figura 1 - Ligação painel-pilar habitualmente utilizada em Portugal.

Existem dois tipos de disposição dos painéis de fachada: horizontal e vertical. No parque industrial português, a disposição mais comum observada em edifícios PFBA é a horizontal (Figura 2), fixada aos pilares [1], [12], [13] sendo considerada como as mais vulneráveis ao sismo [7], [14], [15].



Figura 2 - Edifícios do parque industrial português com painéis de fachada horizontais.

Após a revisão da literatura e considerando as propriedades do parque industrial português, percebeu-se que havia uma lacuna no estudo das ligações normalmente utilizadas em Portugal, foi então planeada e realizada uma campanha experimental para as caracterizar, a fim de compreender o comportamento sísmico e a capacidade destas ligações. O presente estudo aborda o comportamento no plano e fora do plano deste tipo de ligação, focando-se num dos principais parâmetros que podem influenciar no desempenho sísmico, o aperto dos parafusos.

## 2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

O estudo experimental aqui apresentado faz parte de uma campanha mais abrangente, e cujo objetivo principal do presente trabalho é compreender o comportamento das ligações existentes entre os painéis de fachada pré-fabricados e a estrutura principal encontrada em edifícios industriais em Portugal, e assim utilizar resultados fiáveis para a calibração de modelos numéricos.

Os ensaios são baseados em testes cíclicos quase estáticos do tipo histerético, conforme recomendações da FEMA 461 [16]. Os provetes foram definidos com base no trabalho das propriedades típicas dos edifícios industriais PFBA apresentado por Rodrigues *et al.* [1] para representar uma ligação painel-pilar de um típico edifício industrial PFBA em Portugal. A ligação é feita na extremidade do painel com o pilar e ensaiada em escala real. Os pilares são assumidos fixos na base, e considera-se uma parte parcial do painel de fachada (0,12x0,7x0,6m).

O ensaio no plano (Figura 3) foi realizado aplicando um deslocamento horizontal imposto através de um atuador hidráulico com capacidade máxima de 200 kN e curso de  $\pm 400$  mm. O atuador foi posicionado para ficar centralizado horizontalmente com a ligação, no entanto foi necessário um corpo de prova com rolamento para equilibrar o painel. O esquema de instrumentação adotado é apresentado na Figura 3b, foram utilizados dois transdutores de deslocamento (LVDT) posicionados na parte superior do painel, e outros dois na lateral do painel. Um LVDT adicional foi posicionado ao nível da coluna para controlar possível elevação/rotação da coluna.

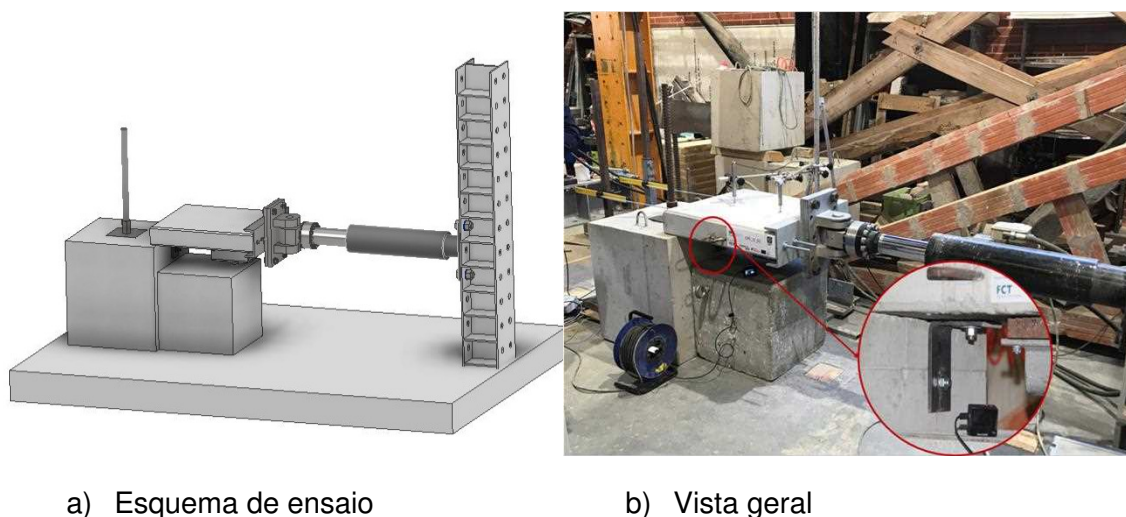


Figura 3 – Setup de ensaio no plano de ligações painel-pilar.

A configuração do ensaio fora do plano está representada na Figura 4. Os ensaios foram realizados aplicando um deslocamento vertical imposto através de um atuador hidráulico com capacidade máxima de 200 kN e curso de  $\pm 200$  mm. O atuador foi posicionado para ficar centralizado verticalmente com a ligação. O esquema de instrumentação adotado é apresentado na Figura 4b, foram posicionados dois LVDTs verticalmente na lateral frontal do painel, outros dois na parte superior do painel e dois na lateral do painel. Um LVDT adicional foi posicionado ao nível da coluna para controlar possível elevação/rotação da coluna.

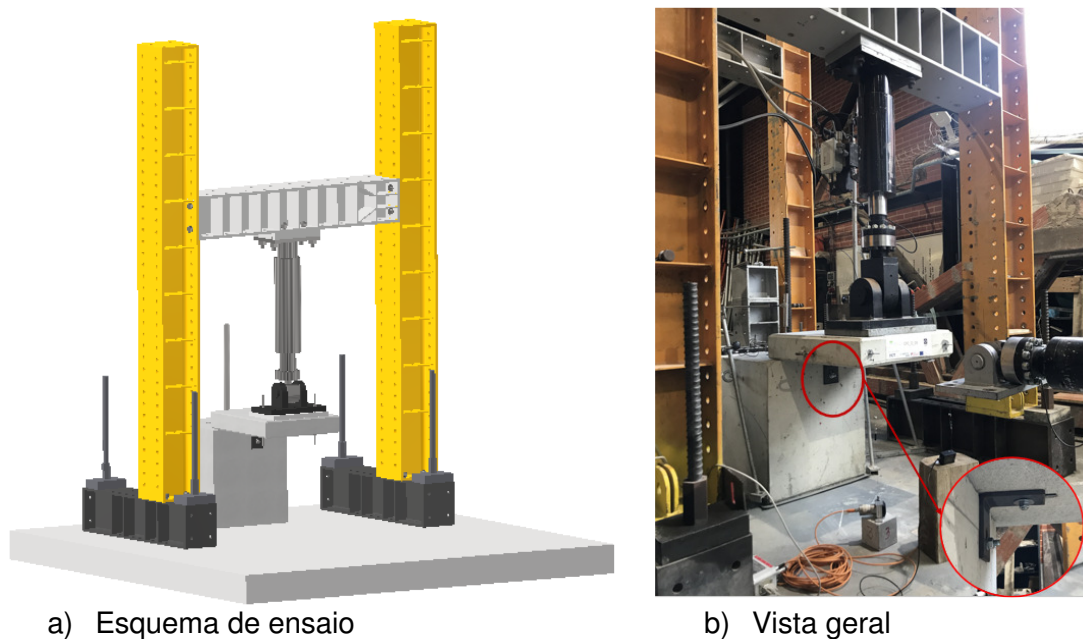


Figura 4 - Setup de ensaio fora do plano de ligações painel-pilar.

Através dos atuadores foram aplicados um carregamento cíclico controlado por deslocamento a uma velocidade constante de 0,01 mm/s. O mesmo carregamento cíclico foi utilizado para ambos os tipos de testes. A história de deslocamento foi definida a fim de capturar a degradação da rigidez e resistência ao longo da repetição do ciclo. Cada nível de deslocamento foi repetido três vezes, de 0 a 5 mm com diferença de 1 mm, de 5 a 20 mm com diferença de 5 mm e de 20 a 100 com diferença de 10 mm entre ciclos incrementais (Figura 5). Ao todo foram realizados seis ensaios no plano e quatro ensaios fora do plano, com diferentes tipos de aperto de parafusos. A Tabela 1 resume as propriedades correspondentes a cada tipo de amostra.

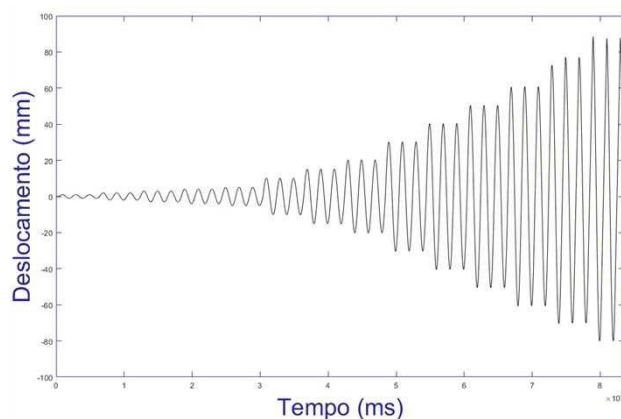


Figura 5 - História de deslocamentos.

Tabela 1 - Propriedades dos provetes.

Provetes	Aperto parafuso pilar (N.m)	Aperto parafuso painel (N.m)	Ensaio
CPC_O_01	75	0	No plano
CPC_O_02	75	Médio (sem controle)	No plano
CPC_O_05	100	50	No plano
CPC_O_06	100	100	No plano
CPC_O_09	100	100	Fora do plano
CPC_O_10	100	50	Fora do plano
CPC_O_12	100	100	Fora do plano
CPC_O_13	100	50	Fora do plano
CPC_O_14	100	100	No plano
CPC_O_15	100	50	No plano

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os principais resultados experimentais obtidos nesta campanha de ensaios são apresentados nesta secção, começando pela discussão das curvas histeréticas força-deslocamento dos provetes em estudo. Os danos observados mais representativos em cada provete são também apresentados e comparados entre os diferentes ensaios.

#### 3.1. Curvas histeréticas força-deslocamento

As curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos provetes através dos ensaios experimentais, nomeadamente, CPC\_O\_01, CPC\_O\_02, CPC\_O\_05, CPC\_O\_06, CPC\_O\_14 e CPC\_O\_15 são apresentadas na Figura 6.

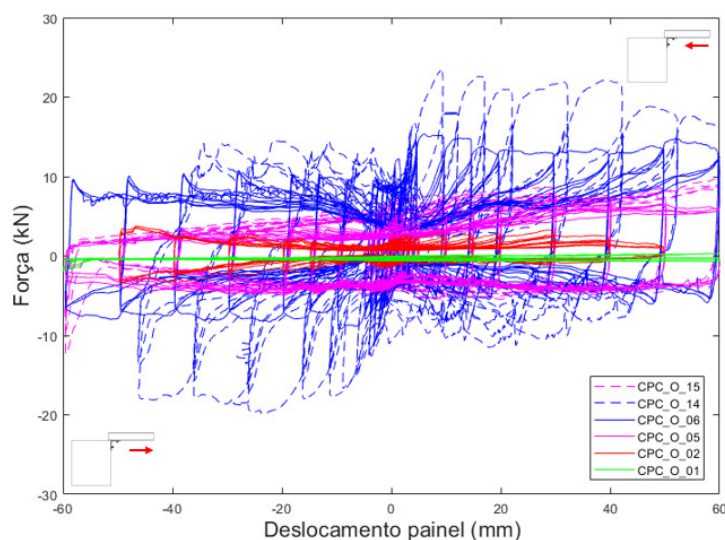


Figura 6 - Gráficos força-deslocamento dos ensaios no plano.

Os ensaios CPC\_O\_01 e CPC\_O\_02 foram realizados em sequência, um após o outro com os mesmos corpos de prova. O ensaio CPC\_O\_01 tem como objetivo compreender se há atrito entre o painel e o pilar, porém, os resultados indicam que não há atrito significativo entre estes elementos, sendo possível observar como ocorre o deslizamento no canal sem apertar o parafuso cabeça de martelo. Nos próximos ensaios, apenas um ensaio foi realizado em cada provete. A primeira característica que se destaca das curvas apresentadas, é a sua forma 'assimétrica'. Isso se deve ao fato

de que quando o deslocamento é aplicado pelo atuador hidráulico, o comportamento da ligação para um lado exige maior força em relação ao outro lado. Durante os ensaios, foi visível o deslizamento do parafuso cabeça de martelo dentro do canal, como pode ser observado nas curvas histeréticas (Figura 6). Ainda assim, a força é maior à medida que o parafuso cabeça de martelo recebe mais torque, no entanto o comportamento da ligação não muda significativamente. A falha de ligação ocorre apenas quando todo o deslocamento do canal é percorrido. As curvas histeréticas (Figura 6) indicam que dependendo do aperto do parafuso cabeça de martelo, a força aplicada pode aumentar mais de três vezes para determinados deslocamentos.

As curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos provetes através dos ensaios experimentais fora do plano são apresentadas na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**

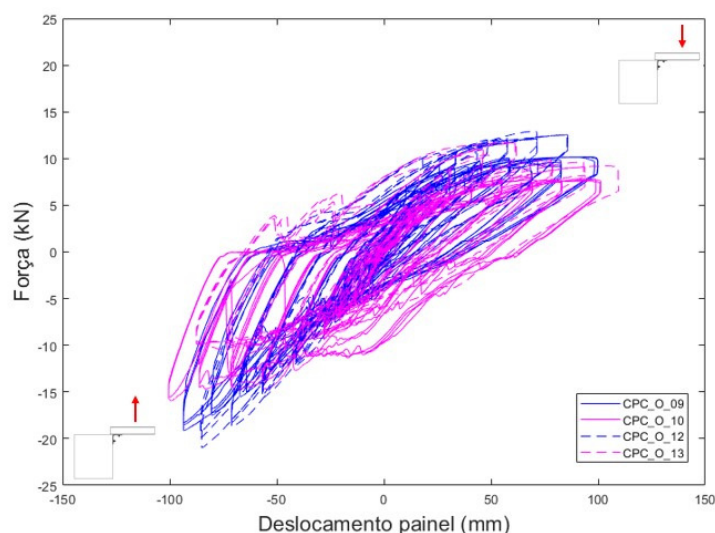


Figura 7 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios fora do plano.

Os ensaios CPC\_O\_09, CPC\_O\_10, CPC\_O\_12 e CPC\_O\_13 visam caracterizar o comportamento fora do plano da ligação. Uma das características das curvas apresentadas é o formato “assimétrico”, devido ao movimento de levantamento do painel, que exige maior força para o deslocamento aplicado em relação ao sentido oposto. Durante os ensaios, o parafuso cabeça de martelo deslizou dentro do canal, principalmente no ensaio com aperto de 50 N.m (CPC\_O\_10 e CPC\_O\_13). Neste ensaio as rotações do painel também foram mais visíveis, com deformações da cantoneira e deslocamento de um dos LVDTs (CPC\_O\_10). Porém, a ligação não falhou, e nem apresentou grandes danos em nenhum ensaio. Ao final dos ensaios, observou-se que os parafusos não estavam com aperto.

### 3.2. Danos observados

Os danos mais representativos de cada provete são apresentados na Figura 8 na respectiva ordem dos ensaios.



a) Deformação cantoneira  
CPC\_O\_05



b) Falha do canal CPC\_O\_05



c) Parafuso expulso do canal  
CPC\_O\_06



d) Falha do canal CPC\_O\_06



e) Painel após falha CPC\_O\_06



f) Deformação canal, sem falha  
CPC\_O\_09



g) Deformação cantoneira  
CPC\_O\_10



h) Deformação canal, sem falha  
CPC\_O\_10



i) Deformação canal CPC\_O\_14



j) Parafuso expulso do canal CPC\_O\_14

Figura 8 - Danos observados.

Em relação aos ensaios no plano, os ensaios decorreram até a expulsão do parafuso na calha. Com o aumento dos deslocamentos, deformações plásticas do canal pré-instalado no painel foram observadas, principalmente quando o parafuso desliza por todo o canal e entra em contato com o betão. As deformações nas cantoneiras de aço também ocorrem em deslocamentos maiores quando o painel está sendo empurrado e o parafuso cabeça de martelo entra em contato com o betão, assim a cantoneira sofre deformações e provoca o levantamento do painel (ver Figura 8a e 8g). Portanto, a falha da ligação ocorre devido à falha do canal pré-instalado no painel conforme mostrado na Figura 8b, 8d e 8e. Assim, o parafuso cabeça de martelo é expulso para fora do canal (ver Figura 8c e 8j).

Nos ensaios fora do plano, os ensaios decorreram até os 60mm de acordo com a limitação do sistema de ensaio. Nestes ensaios não se obteve falhas nas ligações, apenas algumas deformações no canal pré-instalado no painel e na cantoneira, conforme Figura 8f, 8g e 8h.

De modo geral, de acordo com os danos observados, a ligação ensaiada não apresenta mau comportamento dentro e fora do plano, tanto para grandes apertos como médios apertos.

#### 4. COMENTÁRIOS FINAIS

A campanha de ensaios apresentada visa estudar a tipologia de ligação painel-pilar mais recorrente no parque industrial português em estruturas industriais pré-fabricadas. Através deste estudo foi possível verificar como a ligação se comporta com diferentes apertos e perceber os danos ocorridos no passado.

Em relação aos ensaios no plano realizados, no primeiro ensaio sem aperto do parafuso, verificou-se que não existe atrito significativo entre o painel e o pilar. Os demais ensaios indicaram uma importância relativa do aperto do parafuso cabeça de martelo no interior do canal. Nos ensaios com maior aperto, a falha da ligação ocorre devido às deformações plásticas do canal, quando o parafuso cabeça de martelo entra em contato com o betão e é empurrado para fora do canal. As curvas histeréticas também indicam que para um aperto maior a força aplicada aumenta mais de três vezes para determinados deslocamentos.

Nos ensaios fora do plano, de forma geral, a ligação não apresentou mau comportamento, o parafuso cabeça de martelo deslizou por todo o canal, causando poucos danos, sem falhas nas ligações. Ao final dos ensaios, observou-se que os parafusos estavam sem aperto.

Por fim, com esta investigação experimental foi possível compreender o comportamento desta tipologia de ligação painel-pilar comumente utilizada em Portugal, fornecendo indicações sobre o seu desempenho sísmico, bem como parâmetros chave para a calibração de modelos numéricos.

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho contou com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação de Riscos e Sustentabilidade na Construção de Aveiro (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal (FCT/UIDB/ECI/04450/2020). O primeiro autor agradece à FCT—Fundação para a Ciência e a Tecnologia nomeadamente através da bolsa de doutoramento com a referência 2020.08152.BD.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] H. Rodrigues, R. Sousa, H. Vitorino, N. Batalha, H. Varum, and P. Fernandes, “Characterisation of Portuguese RC Precast Industrial Building Stock,” *Adv. Civ. Eng.*, pp. 1–19, 2020, doi: 10.1155/2020/7517205.
- [2] N. Batalha, H. Rodrigues, and H. Varum, “Seismic performance of RC precast industrial buildings---learning with the past earthquakes,” *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 4, no. 1, p. 4, Dec. 2018, doi: 10.1007/s41062-018-0191-y.
- [3] L. Ostetto, R. Sousa, H. Rodrigues, and P. Fernandes, “Assessment of the Seismic Behavior of a Precast Reinforced Concrete Industrial Building with the Presence of Horizontal Cladding Panels,” *Buildings*, vol. 11, no. 9, p. 400, Sep. 2021, doi: 10.3390/BUILDINGS11090400.
- [4] L. Ostetto, R. Sousa, P. Fernandes, and H. Rodrigues, “Influence and effectiveness of horizontal diaphragms and cladding wall panels on the seismic behaviour of precast RC industrial buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 285, p. 116046, Jun. 2023, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116046.
- [5] M. Lamperti Tornaghi, A. Scalbi, and P. Negro, “Precast RC buildings: What is wrong with horizontal cladding panels?,” *Eng. Struct.*, vol. 266, p. 114456, Sep. 2022, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114456.
- [6] A. Belleri, M. Torquati, A. Marini, and P. Riva, “Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 4, pp. 1103–1129, 2016, doi: 10.1007/s10518-015-9861-8.
- [7] B. Zoubek, M. Fischinger, and T. Isaković, “Cyclic response of hammer-head strap cladding-to-structure connections used in RC precast building,” *Eng. Struct.*, vol. 119, pp. 135–148, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.04.002.
- [8] T. Isakovic, B. Zoubek, and M. Fischinger, “Design Procedures for Typical Cladding Panel Connections in Rc Precast Buildings,” in *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017, p. 12.
- [9] A. Colombo, P. Negro, and G. Toniolo, “The influence of claddings on the seismic response of precast structures: the safecladding project,” in *Proceedings of 2nd ECEES*, 2014, pp. 1–12.
- [10] T. Isaković, B. Zoubek, J. Lopatič, and M. Fischinger, “Experimental Research of Typical Cladding Panel Connections in Industrial Buildings,” *Second Eur. Conf. Earthq. Eng. Seismol.*, pp. 1–10, 2014.
- [11] E. Del Monte, C. Falsini, S. Boschi, G. Menichini, and M. Orlando, “An innovative cladding panel connection for RC precast buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 2, pp. 845–865, 2019, doi: 10.1007/s10518-018-0470-1.
- [12] A. Babič and M. Dolšek, “Seismic fragility functions of industrial precast building classes,” *Eng. Struct.*, vol. 118, pp. 357–370, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.069.
- [13] A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, and R. Nascimbene, “Vulnerability assessment and retrofit solutions of precast industrial structures,” *Earthq. Struct.*, vol. 8, no. 3, pp. 801–820, 2015, doi: 10.12989/eas.2015.8.3.801.



- [14] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva, "Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5, pp. 1–10, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000617.
- [15] M. Ercolino, G. Magliulo, O. Coppola, and G. Manfredi, "Code formula for the fundamental period of RC precast buildings," *Second Eur. Conf. Earthq. Eng. Seismol.*, pp. 1–10, 2014.
- [16] FEMA 461, "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structure and Nonstructural Components," 2007.

## **COMPORTAMENTO EXPERIMENTAL DE PAREDES DE TABIQUE REBOCADAS, SUBMETIDAS A AÇÕES NO PLANO: CORTE COM COMPRESSÃO CONSTANTE**

**JOANA TEIXEIRA**

Eng. Civil  
FEUP

**JOÃO MIRANDA**

Eng. Civil  
FEUP-CONSTRUCT

**BRUNO QUELHAS**

Eng. Civil  
NCREP, Lda

### **SUMÁRIO**

No âmbito de um trabalho de investigação desenvolvido no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP, estudou-se o comportamento experimental de paredes de tabique rebocadas, típicas das construções antigas de alvenaria e madeira, submetidas a esforços de corte no plano sob compressão constante. Foram consideradas duas tipologias de paredes: paredes de tabuado simples e de tabuado duplo, e este trabalho surge na sequência de trabalhos anteriores que se dedicaram ao estudo do comportamento desta tipologia de paredes, sem reboco. Os resultados desta campanha experimental, que envolveu ensaios em quatro paredes construídas à escala real representativas das duas tipologias referidas, permitiram estimar a influência do reboco no comportamento no plano destas paredes, nomeadamente na rigidez, na capacidade resistente e no modo de colapso, e medir a capacidade de dissipação de energia destas paredes, quando submetidas a ensaios cíclicos.

### **ABSTRACT**

In the context of a research project carried out at the Laboratory of Seismic and Structural Engineering of FEUP, the experimental behaviour of plastered tabique walls, typical of old masonry and timber constructions, subjected to in-plane shear under constant compression force, was investigated. Two typologies of tabique walls were considered: single-panel and double-panel walls. This work continues previous research that focused on the behaviour of this type of walls without plaster. The results of this experimental campaign, which included tests on four full-scale walls representing the two mentioned typologies, allowed for estimating the influence of plaster on the in-plane behaviour of these walls. This comprises aspects such as stiffness, load-carrying capacity, collapse mode, and energy dissipation capacity of these walls under cyclic tests.

**PALAVRAS-CHAVE:** Paredes de tabique, comportamento experimental, ensaios ao corte.

## 1. INTRODUÇÃO

O abandono e falta de manutenção a que muitos dos edifícios antigos, tipicamente constituídos por elementos de alvenaria e madeira, foram sujeitos nas últimas dezenas de anos tem causado níveis de degradação e de dano importantes nestas construções, impondo necessidades crescentes de intervenção. No entanto, qualquer intervenção a promover nestes edifícios deve ter como princípio orientador o respeito pelos materiais e técnicas construtivas presentes, tendo como objetivo a sua preservação e salvaguarda [2]. Mas para que esse objetivo possa ser atingido, é fundamental conhecer as características construtivas, mas também comportamentais dos diferentes elementos que constituem os edifícios, e nas quais as paredes de tabique se incluem.

O tabique, como técnica construtiva de paredes de estrutura de madeira, é anterior ao século XVII e tem raízes profundas. Trata-se de um processo construtivo barato e simples, para a época, que explica o motivo pelo qual foi utilizado em inúmeras situações, quer em elementos interiores, quer exteriores, ou ainda na ampliação de edifícios em altura [1]. As paredes de tabique são frequentemente usadas para dividir e compartimentar espaços interiores, sendo tipicamente consideradas como elementos não portantes, embora nalguns casos assumam funções estruturais. Esta tipologia de paredes apresenta, geralmente e em particular no Norte do país, duas versões constitutivas: a de tabuado simples e a de tabuado duplo. A primeira tipologia corresponde a paredes cujo esqueleto de madeira é composto por um único alinhamento de tábuas verticais, justapostas, e a de tabuado duplo por um segundo alinhamento de tábuas dispostas na diagonal pregadas sobre as anteriores. Este conjunto de tábuas é normalmente pregado nos topos a um barrote de madeira, denominado de frechal, que se apoia/liga à estrutura dos pavimentos superior e inferior [1]. Sobre as tábuas é pregado um ripado de madeira horizontal, que auxilia na adesão da camada de reboco que reveste estas paredes em ambas as faces.

Com o objetivo de conhecer melhor o comportamento mecânico destas paredes, foi realizada uma campanha experimental, no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em paredes de tabique rebocadas à escala real, sujeitas a esforços de corte com compressão constante, dando continuidade a outros trabalhos de investigação, tanto experimentais como numéricos, sobre este tema [3,4,5,6].

O presente trabalho de investigação foi promovido pelo NCREP - Consultoria e reabilitação do edificado e património, Lda, tendo como parceiros as empresas PORTILAME e CS Construtora que construíram e financiaram os ensaios das paredes, respetivamente, a empresa SECIL Portugal que forneceu o material para o reboco (argamassa e rede polimérica) e a empresa CACAO Civil Engineering, Lda, que aplicou o reboco nas paredes [4,6].

## 2. MODELOS DAS PAREDES

### 2.1. Descrição geométrica

No âmbito dos objetivos indicados na introdução, foi analisado o comportamento experimental de 4 paredes de tabique rebocadas: 2 de tabuado simples (PTS) e 2 de tabuado duplo (PTD), com 2,5m de comprimento e 3,0m de altura. As tábuas que constituem a estrutura principal de ambas as tipologias de paredes têm 2,5cm de espessura e encontram-se espaçadas entre si de cerca de 2,0cm. O tabuado encontra-se pregado aos frechais superior e inferior, com secção transversal de 8,0x8,0cm<sup>2</sup>. Ao longo de todo o comprimento e altura das paredes, e em ambas as faces, existe um ripado com uma espessura de 0,7cm e secção trapezoidal, com 2,5cm na face maior e 1,3cm na menor, pregado às tábuas verticais e afastado entre si de cerca de 2,5cm. A

1/3 e a 2/3 da altura total da parede existem ripas com uma secção transversal maior, mas a mesma espessura do restante ripado.

As paredes de tabique de tabuado duplo diferem das paredes de tabique de tabuado simples pela existência de uma camada de tábuas diagonais sobreposta e pregada à camada de tábuas verticais.

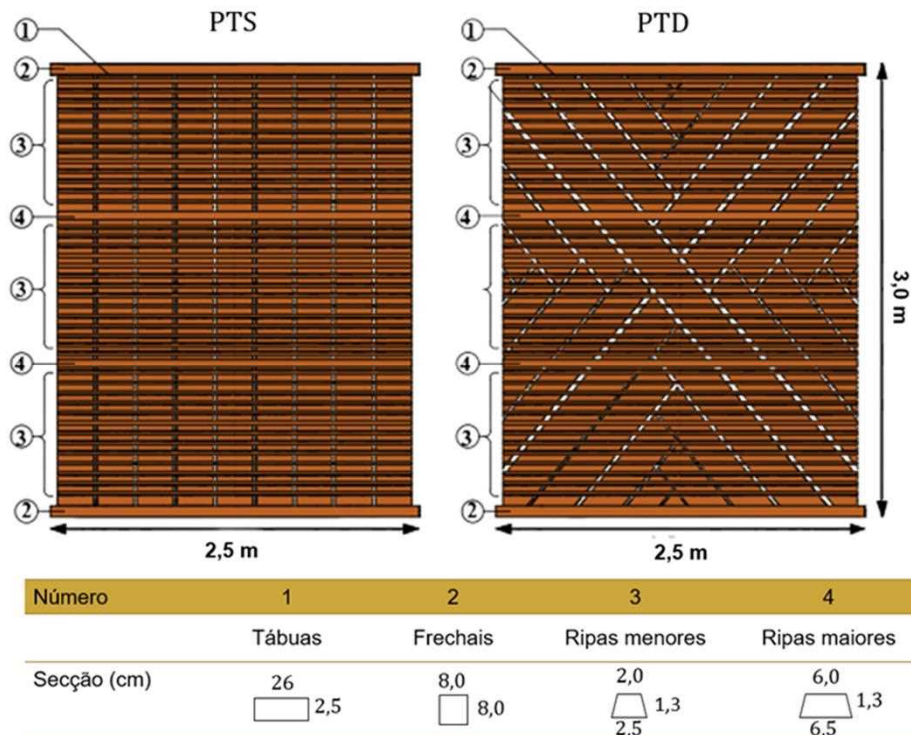


Fig. 1 – Geometria e dimensões das PTS e PTD.

## 2.2. Materiais

Segundo o levantamento feito pelo Prof. Arq.<sup>o</sup> Joaquim Teixeira [1], a espécie de madeira mais utilizada nas paredes de tabique da casa típica do porto é o pinho e o castanho, sendo a madeira de pinho a que predomina. Assim, na construção dos modelos foi utilizada uma madeira de pinho com uma classe de resistência estimada C18.

As paredes foram rebocadas utilizando duas argamassas diferentes da empresa SECIL: a REABILITA CAL CS que possui um módulo de elasticidade médio de 5,0GPa [8] e a REABILITA CAL RB que apresenta um módulo de elasticidade de 2,0GPa [6,7]. Para além disto, foi utilizada uma rede fibra de vidro, REDUR REDE 115, também da SECIL [9,6]. A primeira argamassa foi utilizada como emboço e cobriu os espaços entre ripas. Sobre esta camada foi aplicada a rede de fibra de vidro, que foi fixada, primeiro no topo e depois na base, sob os alinhamentos das ripas superior e inferior, que foram retiradas e de seguida aparafusadas sobre a rede. Para além disso, a rede foi fixada em diferentes pontos a meio da parede no fasquio, utilizando anilhas e parafusos. Por fim, foi aplicada a argamassa REABILITA CAL RB sobre a rede fibra de vidro, com uma espessura de cerca de 1,5cm [6].

Este procedimento representa uma solução de reboco proposta pela empresa SECIL e que tem sido utilizada em obra. A incorporação da rede evita o aparecimento de fissuras de retração no reboco e promove um aumento de resistência e rigidez no plano da parede, ou seja, garante uma maior participação da parede no funcionamento estrutural

em caixa com que se procura dotar as construções de alvenaria e madeira onde estes elementos estruturais se inserem.

### 3. SETUP EXPERIMENTAL

O *setup* experimental foi pensado e montado para permitir a aplicação de forças verticais e horizontais no topo e plano das paredes, nomeadamente através de um atuador hidráulico vertical colocado sob a laje de piso (pavimento de reação) e um atuador hidráulico horizontal, ligado a uma parede de reação, respetivamente, Fig. 2 a). Nos ensaios realizados no âmbito deste artigo, as paredes foram submetidas, em simultâneo, a uma força horizontal variável e uma força vertical constante, aplicadas no frechal superior.

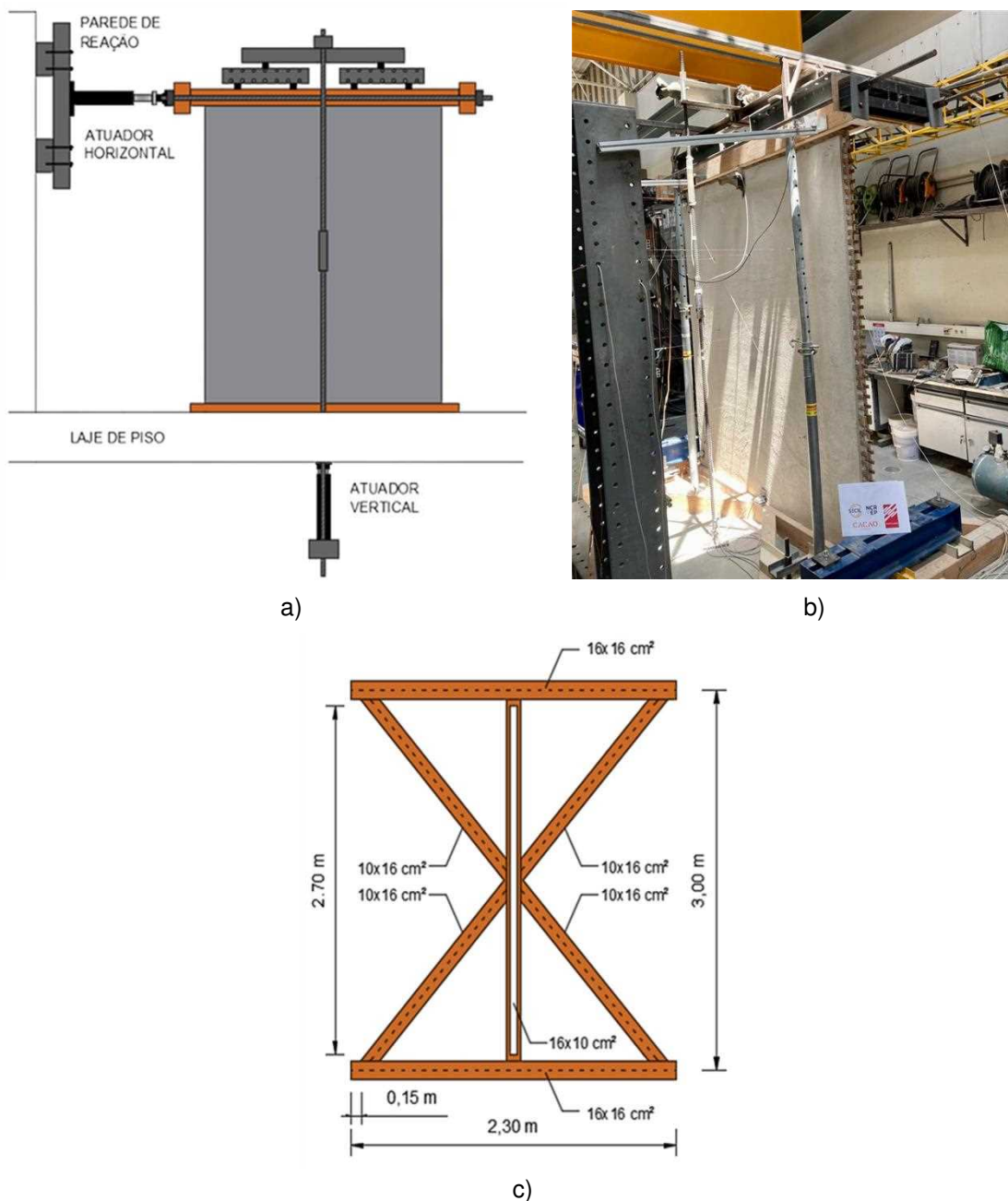


Fig. 2 – a) Esquema do *setup* experimental; b) *setup* experimental; c) base da parede.

O suporte inferior da parede é constituído por uma base em madeira com a geometria e dimensões esquematizadas na Fig. 2b), fixada à laje de piso através de perfis metálicos e varões roscados. A viga central da estrutura apresenta um negativo com as dimensões do frechal, com o objetivo de receber o frechal inferior e encastrá-lo. Complementarmente, foram colocados, em ambas as extremidades do frechal inferior, perfis metálicos transversais a bloquear o seu movimento vertical. No topo da parede, o frechal encaixou numa viga semelhante à viga da base, denominada de cabeço de madeira neste trabalho. Sob o cabeço existe um conjunto de perfis metálicos que recebem a carga imposta pelo atuador vertical através de 2 varões Dywidag instrumentados, e a transmitem à parede sob a forma de 4 cargas iguais e igualmente distribuídas, concentradas. Estudos numéricos efetuados anteriormente mostram que esta carga aplicada sob o cabeço tem um efeito sob a parede que é idêntico ao de uma carga equivalente uniformemente distribuída. Um sistema metálico secundário impediu o movimento do cabeço na direção perpendicular ao plano da parede.

O sistema de controlo do *setup* garante a imposição de carga vertical constante, compensando as variações introduzidas pelo movimento vertical da parede durante o ensaio. Por outro lado, a grande flexibilidade dos varões (3,0m de comprimento) que transmitem a carga do atuador vertical ao cabeço, permite assumir que este sistema de aplicação de carga não condiciona o deslocamento horizontal da parede.

Durante os ensaios experimentais, as deformações/ deslocamentos das paredes foram medidas por transdutores de deslocamento (LVDT). Estes transdutores foram posicionados em lugares estratégicos para medir deslocamentos no plano e na direção perpendicular ao plano da parede, e levantamentos das tábuas em relação ao frechal inferior. Nestes ensaios foram utilizados dois tipos de LVDT: de fio, com 250mm, 500mm e 625mm de curso, e de mola, para deslocamentos expectáveis menores, com apenas 15mm de curso.

Foram também medidas as rotações superior e inferior da parede, através de dois clinómetros (CL01 e CL02) posicionados no eixo central da parede. Estes aparelhos foram ligados à parede por uma cantoneira metálica e mediram a rotação em torno dos eixos horizontais,  $x$  e  $y$ . A Fig. 3 esquematiza a posição e a numeração da instrumentação e a Fig. 4 a) e b) esquematiza uma parede de tabique com a indicação dos sentidos positivo e negativo considerados para as forças e os deslocamentos medidos. A Fig. 4 c) apresenta o referencial das rotações medidas no topo e na base da parede.

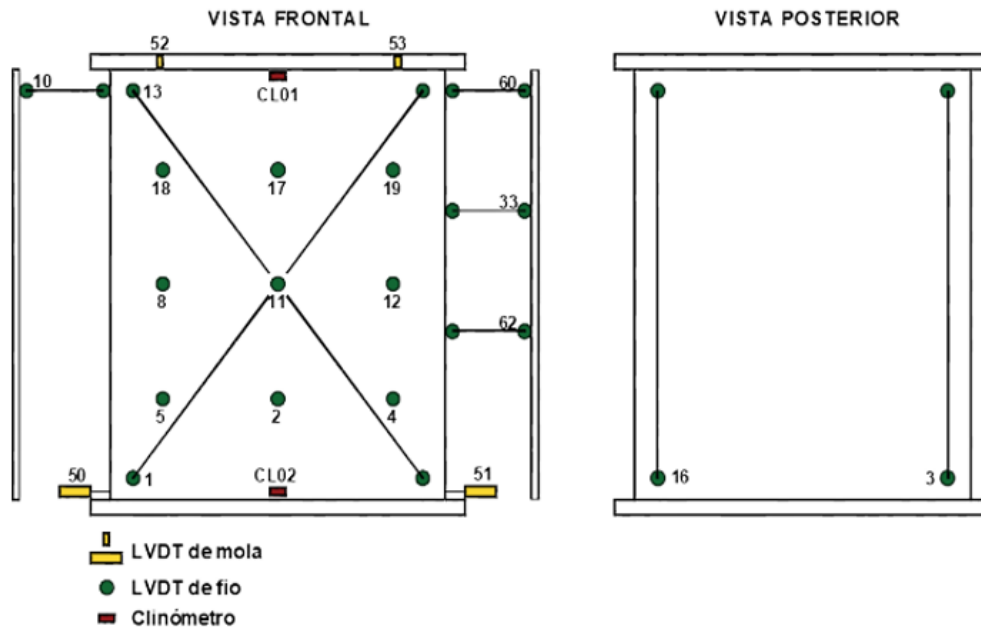


Fig. 3 – Posicionamento dos instrumentos de medida de deslocamentos e rotações.

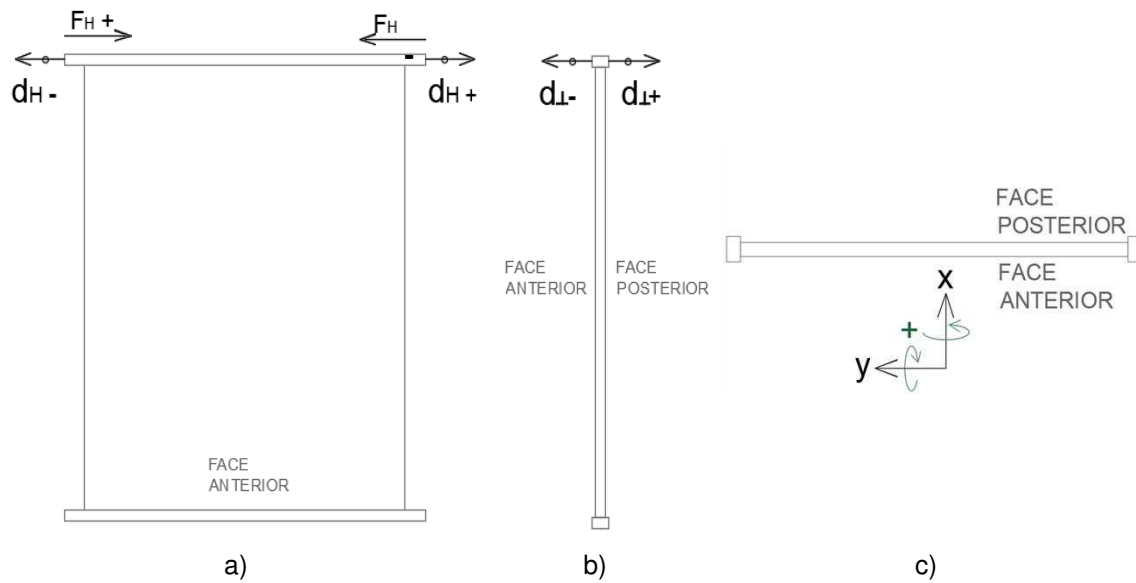


Fig. 4 – Referenciais: a) vista de frente - deslocamentos horizontais; b) vista lateral - deslocamentos perpendiculares ao plano; c) vista de cima - rotações em torno de x e y.

## 4. CAMPANHA EXPERIMENTAL

### 4.1. Ensaios

A campanha experimental permitiu medir rotações e deslocamentos no plano e fora do plano das paredes em estudo, quando submetidas a cargas horizontais variáveis aplicadas no topo e plano da parede, em simultâneo com uma carga vertical constante. Foram consideradas duas leis distintas de aplicação da carga horizontal: monotónica bidirecional e cíclica.

Foram ensaiadas 4 paredes: 2 paredes de tabique de tabuado simples, PTS, e 2 paredes de tabique de tabuado duplo, PTD; uma parede de cada tipologia foi sujeita ao ensaio monotónico bi-direcional e a outra ao ensaio cíclico.

Neste trabalho, o ensaio monotónico bi-direcional, de agora em diante designado apenas como monotónico (CCM), consistiu em aplicar no topo da parede deslocamentos horizontais crescentes (no sentido positivo) até que a curva força horizontal vs. deslocamento horizontal atingisse um patamar aproximadamente horizontal, seguido da descarga e da repetição deste processo, mas no sentido negativo dos deslocamentos, terminando com a descarga total da parede. Durante este processo, a parede encontrava-se carregada verticalmente com uma força constante de 10kN, que pretende simular a carga aplicada por um hipotético pavimento que possa existir sobre a parede. As velocidades de aplicação da carga nos ensaios monotónicos variaram entre os 0,02mm/s e os 0,06 mm/s.

Os ensaios cíclicos (CCC) consistiram em aplicar na parede deslocamentos em ambos os sentidos e de amplitude crescente, ou seja, na imposição de um primeiro deslocamento no sentido positivo, seguido da descarga e da imposição do mesmo deslocamento no sentido negativo, repetindo-se este processo para valores de deslocamento crescentes, de acordo com uma sequência pré-definida. Tal como no ensaio CCM, durante este processo, a parede encontrava-se carregada verticalmente com a mesma força constante de 10kN.

A Tabela 1 apresenta os valores dos deslocamentos impostos nos sucessivos ciclos dos ensaios CCC, bem como as velocidades de aplicação dos deslocamentos durante os ensaios.

Tabela 1 - Lei dos deslocamentos horizontais impostos nos ensaios cíclicos.

Ciclo	PTS (mm)	PTD (mm)	Velocidade de aplicação da carga (mm/s)
1	2	2	0.02
2	-2	-2	0.02
3	5	5	0.05
4	-5	-5	0.05
5	10	10	0.08
6	-10	-10	0.08
7	15	20	0.08
8	-15	-20	0.08
9	30	30	0.08
10	-30	-30	0.08

## 4.2. Análise dos resultados

Estudos realizados anteriormente nestas paredes, não rebocadas, sujeitas a esforços de corte no plano com compressão constante [5], mostraram que as tábuas verticais das paredes de tabique de tabuado simples funcionavam individualmente, ocorrendo distorção direta da parede, com a rotação de cada tábua na base e no topo de forma individual. Em contrapartida, a parede de tabique dupla funcionava como um bloco relativamente rígido, ocorrendo a rotação em conjunto de toda a parede, como se observa esquematicamente na Fig. 4.

Os resultados da presente campanha experimental mostram que as paredes de tabique de tabuado simples e de tabique de tabuado duplo, quando rebocadas, apresentam comportamento muito semelhante entre si. Funcionam, á semelhança das paredes de tabique de tabuado duplo não rebocadas, como um bloco único. Em particular,



apresentam curvas de comportamento força vs. deslocamento horizontal trilineares, muito semelhantes entre si, como se observa na Fig. 5.

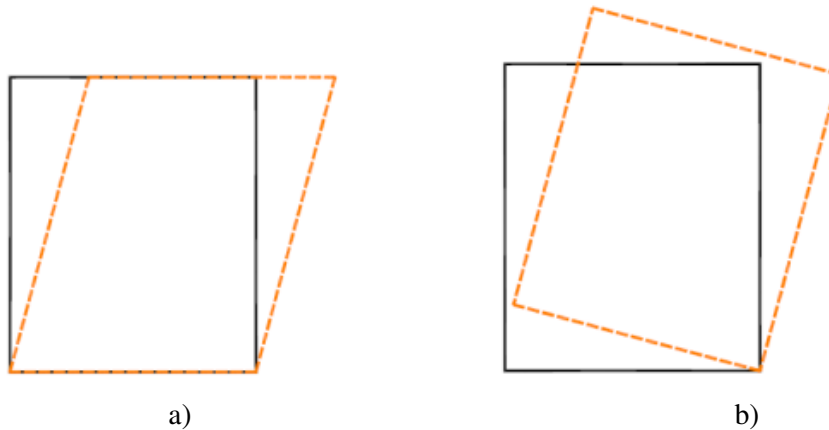


Fig. 4 – Representação esquemática [5]: a) distorção por corte; b) rotação de corpo rígido.

Estas curvas resultam do comportamento mecânico da parede comprimida, quando solicitada pela carga horizontal. Para valores baixos de força horizontal aplicada, as paredes mantêm-se integralmente comprimidas contra a base, respondendo com uma curva de comportamento quase linear. Após esta fase, o momento derrubador aplicado na parede introduz trações na base que fazem a parede destacar-se do frechal, reduzindo a rigidez das paredes. Esta redução reflete-se numa inflexão da curva de comportamento, que entra num novo processo quase linear até que a parede atinja a sua capacidade limite resistente, o que provoca uma nova inflexão da curva para um patamar quase horizontal.

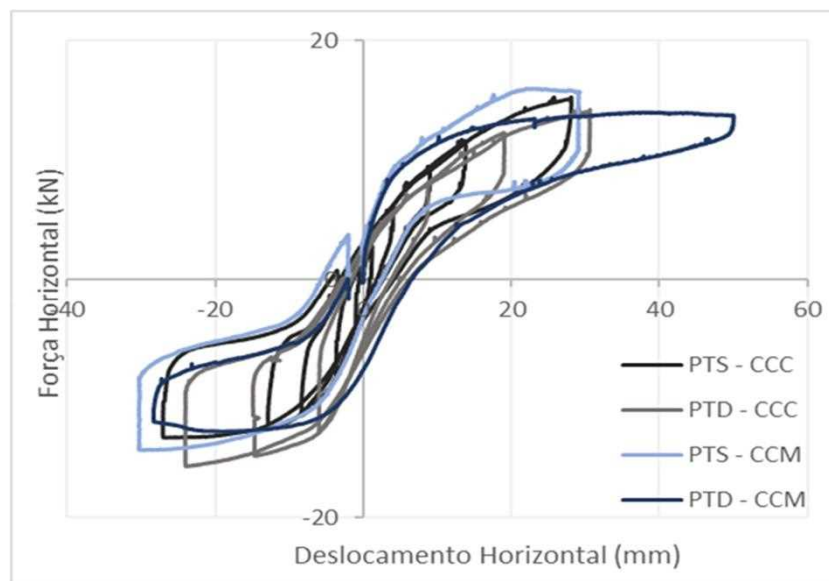


Fig. 5 – Curvas força horizontal vs. deslocamento horizontal.

A Tabela 2 apresenta os valores das forças horizontais e deslocamentos horizontais máximos aplicados nas paredes. Estes valores mostram que as paredes de tabique de tabuado simples, PTS, respondem de forma muito idêntica em ambos os sentidos de aplicação da carga horizontal; a diferença entre as forças e deslocamentos nos 2 sentidos é quase nula. As paredes de tabique de tabuado duplo, PTD, começam a perder resistência mais cedo no sentido negativo do que no sentido positivo, embora atinjam, em ambos os sentidos, uma carga máxima idêntica, para valores de deslocamento também idênticos. Esta pequena assimetria no comportamento poderá dever-se a um eventual desgaste assimétrico da ligação dos pregos no frechal.

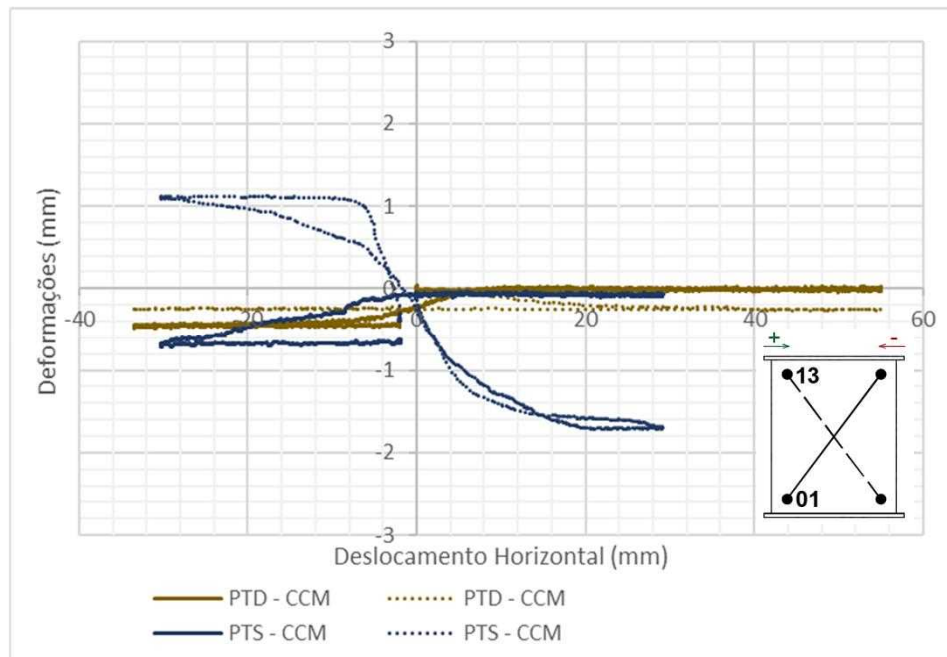
Tabela 2 - Forças e deslocamentos horizontais máximos nos sentidos positivo e negativo.

	FH,máx + (kN)	dH,máx + (mm)	FH,máx - (kN)	dH,máx - (mm)
PTS - CCM	15,9	29,3	14,4	30,4
PTD - CCM	14,0	50,0	12,8	28,4
PTS - CCC	15,26	28,11	13,30	27,08
PTD - CCC	14,39	30,64	15,69	24,06

Por outro lado, a deformação das paredes no seu plano, detetável através das curvas deformação dos LVDT diagonais vs. deslocamento horizontal da parede apresentadas na Fig. 6, mostram que a parede de tabique de tabuado simples apresenta deslocamentos diagonais maiores do que a parede de tabique de tabuado duplo, ou seja, que a parede de tabique de tabuado simples deforma-se ligeiramente mais que a parede de tabique de tabuado duplo, embora em ambos os casos essas deformações sejam muito pouco significativas. Estes resultados corroboram a afirmação de que a rigidez e a capacidade resistente destas paredes, quando rebocadas, é fortemente comandada pelo levantamento das tábuas em relação ao frechal, ou seja, pela ligação das tábuas ao frechal. Por outras palavras, ambas as paredes nestas condições funcionam como corpos rígidos que se movimentam em relação à base.

Constatou-se também que, em ambas as paredes, a diagonal comprimida apresenta deslocamentos maiores do que a diagonal tracionada. Isto deve-se, ao facto da parede levantar do lado tracionado, reduzindo a tensão na diagonal tracionada, que por isso apresenta deformações inferiores, nalguns casos praticamente nulas. Por outro lado, os resultados mostram que os deslocamentos verticais das duas tipologias de paredes são praticamente iguais, ou seja, destacam-se do frechal de forma idêntica.

Na Fig. 6, os resultados das deformações medidas pelo LVDT 13 encontram-se desenhadas a traço interrompido e os do LVDT 01 a traço cheio.



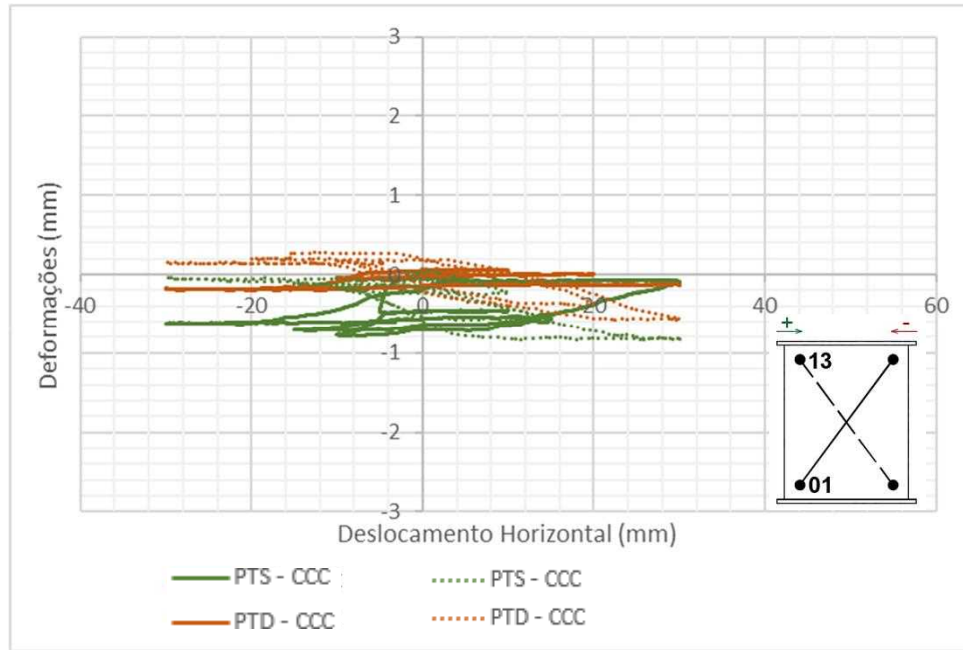


Fig. 6 – Curvas deslocamento diagonal vs. deslocamento horizontal.

Foi também determinada a energia dissipada pelas paredes. A Fig. 7 apresenta a área do diagrama força vs. deslocamento horizontal ao longo do teste, que representa a quantidade de energia que as paredes acumulam ao longo do ensaio e que resulta da sua deformação e movimento em relação à base. A energia acumulada é máxima para os deslocamentos de pico e mínima para os deslocamentos nulos (pós descarga); estes últimos valores correspondem à energia dissipada pela própria parede, ou seja, não recuperável e que aumenta, de forma progressiva, com o aumento do deslocamento horizontal imposto. A Tabela 3 sumariza os valores de energia dissipada pelas paredes de tabique de tabuado simples e tabuado duplo ao longo de cada ciclo de carga-descarga; mostra que a dissipação de energia é aproximadamente igual em ambas as paredes, embora ligeiramente superior nas segundas.

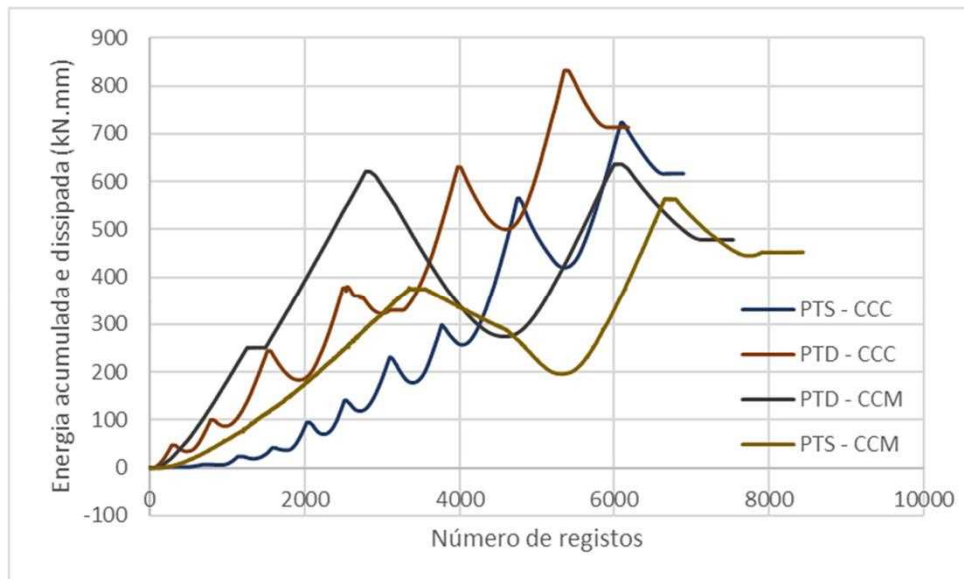


Fig. 7 – Curvas da energia acumulada e dissipada.

Tabela 3 – Energia dissipada em cada ciclo (kN.mm).

Ciclo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PTS - CCC	3.3	3.2	14.7	16.7	35.8	48.0	59.6	80.9	164.8	189.6
PTD - CCC	-	-	-	-	43.0	45.6	108.4	129.5	191.5	195.2
PTS - CCM	196.1	248.6	-	-	-	-	-	-	-	-
PTD- CCM	274.3	204.0	-	-	-	-	-	-	-	-

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresenta o resultado de uma campanha de ensaios experimentais realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em paredes de tabique de tabuado simples e duplo, rebocadas, construídas à escala real. Os espécimes foram submetidos a uma força vertical constante de 10kN e a forças horizontais variáveis, monotónicas e cíclicas, aplicadas no topo e plano da parede. Esta campanha surge na sequência de outras campanhas idênticas realizadas sobre esta tipologia de paredes, sem reboco.

Os resultados mostram que as duas tipologias de paredes de tabique estudadas, quando rebocadas, tendem a apresentar comportamentos e respostas semelhantes. Funcionam como blocos pouco deformáveis que se movem em relação à base (frechal inferior), solicitando à tração os pregos que ligam as tábuas do tabique ao frechal, ou seja, arrancando-as. Este comportamento resulta numa curva de resposta força vs. deslocamento horizontal que tem um andamento aproximadamente trilinear. O primeiro tramo corresponde ao funcionamento da parede em contacto total com o frechal inferior; o segundo tramo, de inclinação inferior ao primeiro, corresponde ao levantamento da parede em relação ao frechal; o terceiro tramo, aproximadamente horizontal, estabelece a força máxima resistente da parede, que resulta do movimento do bloco e que se mantém para deslocamentos impostos crescentes.

A comparação com os resultados dos ensaios realizados nesta tipologia de paredes, não rebocadas testadas nas mesmas condições e com o mesmo aparato [5], permitiu analisar a influência do reboco no seu comportamento. Em termos globais, as paredes de tabique de tabuado duplo, com e sem reboco, quando ensaiadas ao corte com compressão constante, respondem de forma idêntica, ou seja, como um bloco rígido que roda sobre a base, arrancando os pregos; a resistência e a rigidez destas paredes nas duas condições de revestimento são idênticas. Em contrapartida, as paredes de tabique de tabuado simples respondem de forma distinta: sem reboco apresentam uma distorção global, que resulta da rotação individual das tábuas em relação à base, e com reboco funcionam como um bloco rígido que roda sobre a base, como acontece com as paredes de tabuado duplo. A adição do reboco faz aumentar a rigidez e a resistência desta tipologia de paredes em cerca de 4 a 5 vezes.

Finalmente, estes resultados não só permitiram estimar a capacidade desta tipologia de paredes nas condições dos ensaios, mas também prever ser possível aumentar a sua capacidade resistente e melhorar o seu comportamento através da inclusão de um sistema mais eficiente de ligação das tábuas aos frechais, cuja análise deverá constar de trabalhos a realizar no futuro.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Unidade de Investigação UID/ECI/04708/2019-CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores agradecem também a colaboração do NCREP, Lda ([www.ncrep.pt](http://www.ncrep.pt)), bem como o apoio financeiro da PORTILAME ([www.portilame.com](http://www.portilame.com)), da CS CONSTRUTORA ([www.csconstrutora.com](http://www.csconstrutora.com)), da SECIL Portugal e da CACAO Civil Engineering, Lda, na construção e realização dos ensaios.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] TEIXEIRA, J.J.Lopes (2004) Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX, Porto.
- [2] ICOMOS (2004) Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico.
- [3] Pires, A., Guedes, J. and Ilharco T. (2016) Análise de paredes de tabique: estudo numérico. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, rpee | Série III | n.º 1 | julho de 2016, pp.55-66, LNEC, Lisbon.
- [4] Silva, B., Guedes, J., Rebelo, A. and Ilharco T. (2016) Mechanical characterization of Tabique Walls through experimental compression tests. Structural Analysis of Historical Constructions: Anamnesis, diagnosis, therapy, controls – SAHC 2016 – Van Balen, Verstrynghe (Eds), Taylor, Francis Group, London, Leuven.
- [5] Amorim, M., Silva, B. and Guedes J. (2018). Experimental assessment of in-plane mechanical behavior of tabique walls. International Journal of Architectural Heritage, 12:4, 516-532.
- [6] Peseta L. (2013) Avaliação experimental e numérica do comportamento à compressão de paredes de tabique rebocadas Dissertação de Mestrado em Engenharia, FEUP, Porto.
- [7] <https://www.secil.pt/pt/produtos/argamassas/reabilitacao-e-renovacao/reabilita-cal-rb>
- [8] <https://www.secil.pt/pt/produtos/argamassas/reabilitacao-e-renovacao/reabilita-cal-cs>
- [9] <https://www.secil.pt/pt/produtos/argamassas/revestimentos/redur-rede-115>

## **DIMENSIONAMENTO SÍSMICO E ESQUEMA DE ENSAIO EXPERIMENTAL DE UMA SUBESTRUTURA DE PONTE PRÉ-FABRICADA EM BA**

**LUCAS CARVALHO**  
Aluno PhD  
Construct, FEUP

**MÁRIO PIMENTEL**  
Professor Auxiliar  
Construct, FEUP

**PEDRO DELGADO**  
Professor Adjunto  
proMetheus, IPVC

**ANTÓNIO ARÊDE**  
Professor Associado  
Construct, FEUP

**NELSON VILA POUÇA**  
Professor Auxiliar  
Construct, FEUP

**JOÃO R. PINTO**  
Responsável na Empresa  
Mota-Engil S.A.

### **SUMÁRIO**

A industrialização na construção de pontes tem se tornado crucial para otimizar o processo construtivo. No entanto, existem incertezas sobre a capacidade das estruturas pré-fabricadas de resistirem a sismos intensos. As disposições regulamentares, nomeadamente os Eurocódigos, foram desenvolvidas tendo em vista soluções monolíticas moldadas in-situ, não sendo diretamente aplicáveis a estruturas pré-fabricadas. Este estudo aplicou conceitos de escoras e tirantes e modelos de campos de tensões para dimensionar a ligação entre a travessa e a coluna, proporcionando uma melhor compreensão das forças que ocorrem nestas zonas sob influencia de forças sísmicas. Além disto, a subestrutura foi avaliada e dimensionada considerando diferentes níveis de ductilidade. Foram desenvolvidos modelos numéricos para ajustar e validar os modelos de escoras e tirantes utilizados no processo de dimensionamento. Uma campanha experimental está a ser planeada para avaliar o método de dimensionamento e a viabilidade do uso de subestruturas pré-fabricadas em zonas de média-alta sismicidade.

### **ABSTRACT**

The industrialization in bridge construction has become crucial to optimize the construction process. However, there are still uncertainties related to the performance of precast structures to withstand intense seismic activity. European standards were developed focusing on in-situ structures solutions, which are not immediately applicable to precast ones. This study applied concepts of strut-and-tie and stress-field models to design the connection between the cap-beam and the column, providing a better understanding of the forces that occur in these zones under the influence of seismic forces. In addition, the substructure was assessed and designed considering different levels of ductility. Numerical models were developed to adjust and validate the strut-and-tie models used in the design process. An experimental campaign has been planned to assess the design method and the feasibility of using precast substructures in areas of medium to high seismicity.

**PALAVRAS-CHAVE:** Comportamento sísmico, Substrutura de pontes, Estruturas pré-fabricadas, Ligação travessa - coluna, Modelos de escoras e tirantes, Ferrovias.

## 1. INTRODUÇÃO

A necessidade da industrialização na construção de pontes têm suscitado crescente interesse na aplicação de estruturas pré-fabricadas em áreas de moderada a alta sismicidade. Nessas estruturas, é primordial ter em atenção o dimensionamento de suas conexões (zona dos nós), utilizando métodos para garantir a dissipação de energia e técnicas diversas para ancorar as barras longitudinais da coluna na travessa ou na fundação, com o objetivo de obter comportamentos semelhantes aos das estruturas moldadas *in-situ* (CIP). No entanto, o seu dimensionamento e a percepção do fluxo de forças nessas regiões ainda não foram completamente exploradas. A literatura sobre esse tema é relativamente escassa, especialmente no que diz respeito a estudos experimentais e analíticos com o intuito de otimizar o *layout* de armaduras nas zonas dos nós e/ou obter disposições de reforço que facilitem a montagem. Nas referências [1, 2, 3], por exemplo, foram desenvolvidos estudos experimentais e numéricos para compreender o comportamento da junta submetida a forças sísmicas e propor recomendações de dimensionamento.

Neste artigo, será apresentada uma solução totalmente pré-fabricada de coluna e travessa para viadutos ferroviários, destinada a ser utilizada em regiões de média a alta sismicidade, caracterizadas por acelerações espectrais elásticas máximas na faixa de 0,70g e 0,75g para os espectros de resposta elástica do Tipo I e Tipo II, respetivamente. A abordagem de projeto sísmico adotada garante que a dissipação de energia ocorra essencialmente nas regiões de momentos fletores máximos das colunas, evitando modos de rotura frágeis e assegurando a integridade da travessa de sustentação do tabuleiro. Diferentes classes de ductilidade estão sendo consideradas, com impacto na definição dos espectros de resposta de cálculo inelástico. Fatores de comportamento variando de  $q=3,0$  a  $q=4,5$  estão a ser estudados, sendo a solução aqui apresentada dimensionada para  $q=3,0$ . Modelos de escoras e tirantes foram desenvolvidos para o dimensionamento da travessa, proporcionando uma compreensão dos mecanismos de transferência de forças na zona dos nós, entre a coluna e a travessa. Por intermédio desses modelos, espera-se que diversas possibilidades de *layout* de armaduras e arranjos construtivos correspondentes possam ser avaliados, garantindo caminhos fiáveis para as forças desenvolvidas [4]. Uma investigação numérica, recorrendo a análises tridimensionais não lineares de elementos finitos, também é realizada para avaliar a redistribuição de forças, confirmar o modo de rotura e quantificar a capacidade de ductilidade/dissipação de energia da solução em estudo.

## 2. CASO DE ESTUDO

### 2.1. Geral

O caso de estudo que fornece o contexto para a solução desenvolvida é um viaduto ferroviário de via dupla com 6 vãos de 22m+4x30m+22m, conforme ilustrado na Figura 1. O tabuleiro contínuo é suportado por 5 pórticos intermediários com duas colunas cada. Conforme ilustrado na Figura 2, as colunas têm 10m de altura entre o topo da fundação e a base da travessa. O tabuleiro é constituído por 4 longarinas pré-fabricadas em forma de U em cada vão. Considerou-se que os dispositivos de apoio na travessa não transmitem forças longitudinais. Portanto, o sistema de subestrutura é responsável pela resistência à ação sísmica na direção transversal, sendo as forças transversais do tabuleiro transferidas por meio de um batente localizado no centro da travessa. As forças sísmicas longitudinais são equilibradas nas extremidades do tabuleiro por intermédio de dispositivos dissipativos dedicados para este efeito.

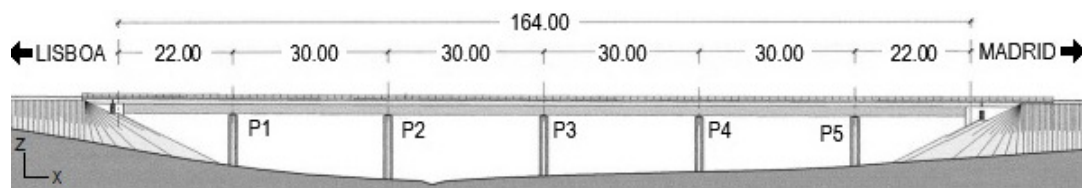


Fig. 1 – Viaduto ferroviário de via dupla em estudo.

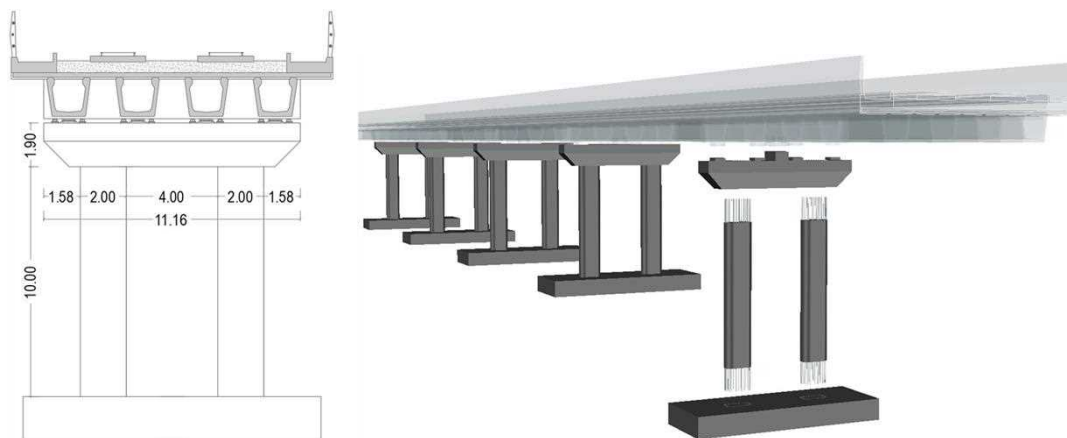


Fig. 2 – Viaduto ferroviário de via dupla – Secção transversal e vista 3D.

## 2.2. Dimensionamento da subestrutura com foco no desempenho e constructabilidade

Uma abordagem de dimensionamento baseada em forças foi adotada, ou seja, as colunas foram dimensionadas para as forças máximas desenvolvidas através de uma análise espectral em SAP2000. Essas forças sísmicas foram determinadas considerando um espectro de resposta de cálculo inelástico com um coeficiente de comportamento  $q=3.0$ . Uma força sísmica transversal máxima de 3,16 MN foi obtida no alinhamento governante. O *layout* de armaduras resultante é apresentado na Figura 3. A geometria da travessa foi definida considerando restrições de peso e as dimensões necessárias para acomodar os aparelhos de apoio finais e temporários durante o processo de montagem, garantindo uma razoável taxa de armadura para evitar *layouts* de armadura muito densos. A travessa é totalmente pré-fabricada, incluindo dutos corrugados distribuídos de acordo com o *layout* das barras verticais das colunas, permitindo um processo de montagem eficiente. Esses dutos são posteriormente preenchidos com *grout* para a ancoragem das barras verticais das colunas. Como é prevista uma solução totalmente pré-fabricada, atenção especial foi dada ao dimensionamento das zonas dos nós entre a coluna e a travessa. Essas são regiões de descontinuidade, e o dimensionamento foi realizado recorrendo a modelos de escoras e tirantes [4], conforme será discutido na próxima seção.

A geometria das colunas foi definida para acomodar as forças sísmicas transversais com uma taxa de armadura longitudinal de aproximadamente 1,2%, quando  $q=3.0$  é considerado, o que garante a viabilidade do uso de dutos corrugados com diâmetros de 80mm a 100mm. A rigidez transversal mínima da ponte ferroviária, em conformidade com os requisitos da Eurocódigo 1 [5] para linhas ferroviárias de alta velocidade, também foi verificada. Na direção longitudinal, as colunas funcionam em balanço e os efeitos de segunda ordem correspondentes determinam a dimensão mínima das colunas.



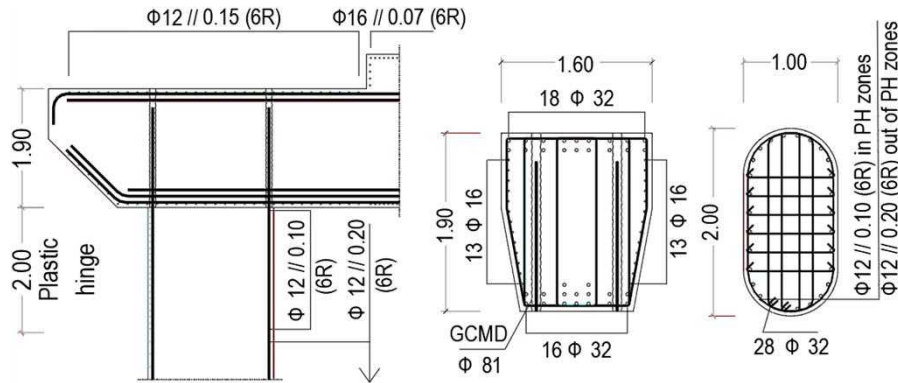


Fig. 3 – Secção transversal e *layout* de armaduras da coluna e da travessa.

### 3. MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES DESENVOLVIDOS

#### 3.1. Geral

Os modelos de escoras e tirantes presentes nas Figuras 4 e 5 correspondem a zona dos nós sob momentos de abertura e fechamento, respetivamente, e foram desenvolvidos considerando uma força sísmica transversal de 3,16 MN aplicada no batente e as forças verticais provenientes das cargas permanentes descarregadas nos quatro apoios. Em ambos os casos, o Modelo 1 é o modelo básico e requer a ancoragem da armadura vertical proveniente das colunas na superfície superior da travessa, o que exige o dobramento das barras em sua extremidade superior. Modelos refinados foram desenvolvidos explorando novos e alternativos caminhos de carga e diferentes mecanismos de transmissão de cargas verticais, justificando o *layout* de armaduras que garanta a constructabilidade da solução pré-fabricada e assegure o desempenho estrutural previsto. O *layout* de armaduras da Figura 3 foi obtido combinando os resultados dos modelos 2 e 5, tanto para momentos de abertura quanto de fechamento. A contribuição de cada modelo foi estabelecida em 50%. A transferência das forças de tração provenientes da coluna é realizada parcialmente por ancoragem reta das barras verticais (Modelo 2) e por sobreposição com estribos (Modelo 5).

#### 3.2. Momentos de abertura

O primeiro refinamento do Modelo 1 conduziu ao Modelo 3, onde as barras verticais podem agora ser ancoradas de forma reta. Isso requer estribos verticais adicionais colocados fora do alinhamento da coluna para equilibrar uma fração da força de tração proveniente da coluna e armadura longitudinal adicional na parte inferior da travessa. Este modelo pode ainda ser ajustado resultando no Modelo 2, com uma forma de escora diagonal mais realista, exigindo menos reforço adicional, ao mesmo tempo permitindo ainda a ancoragem reta das barras verticais da coluna, assegurada pela colocação do nó que define o final da escora vertical no meio do comprimento de desenvolvimento das barras correspondentes. O Modelo 4 permite o uso de armadura horizontal ao longo da altura da travessa para reduzir gradualmente a força de tração vertical nas barras da coluna. A quantidade de armadura horizontal pode ser otimizada usando o Modelo 5, que faz uso de uma forma de escora diagonal mais realista. O Modelo 6 requer uma quantidade inaceitável de reforço adicional dentro do nó e, portanto, não foi dado seguimento em seu estudo.

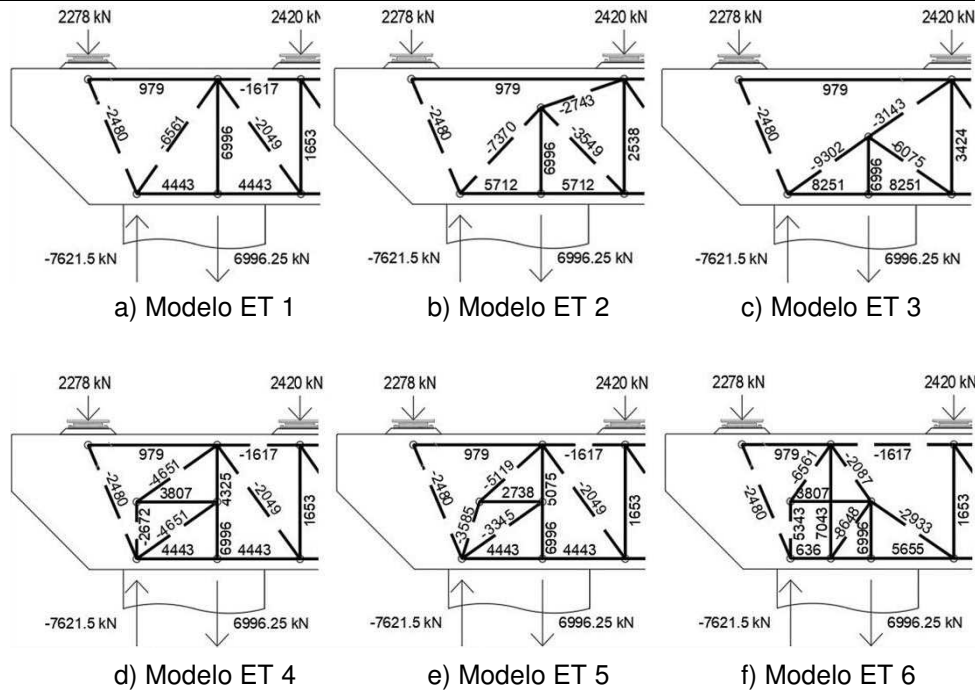


Fig. 4 – Modelos de escoras e tirantes relacionados ao momento de abertura.

### 3.3. Momentos de fechamento

Para o nó sujeito a momentos de fechamento, o modelo 2 apresentado na Figura 5 pode ser considerado como o primeiro refinamento do modelo básico 1, permitindo a ancoragem das barras verticais provenientes da coluna de maneira reta. O Modelo 3 é um refinamento adicional explicando a ativação da armadura horizontal que atravessa o caminho de carga diagonal. O Modelo 4 também pode ser considerado como um refinamento do Modelo 1, permitindo a ancoragem parcial da força nas barras verticais provenientes da coluna devido à ativação da armadura horizontal que atravessa o nó. O Modelo 5 é um refinamento do Modelo 4 usando uma escora diagonal mais realista. O Modelo 6 explica como a transferência das forças da coluna para a travessa pode ser feita usando armadura ortogonal distribuída dentro da região do nó. Ressalta-se que a escora vertical colocada à esquerda da coluna permite a suspensão parcial das forças de corte provenientes da parte mais à esquerda da travessa, com uma fração da carga sendo suportada por meio da ação direta da escora em direção à coluna. Isso permite definir a mesma quantidade de armadura transversal nesta região, independentemente de o nó estar sujeito a rotação de abertura ou fechamento.

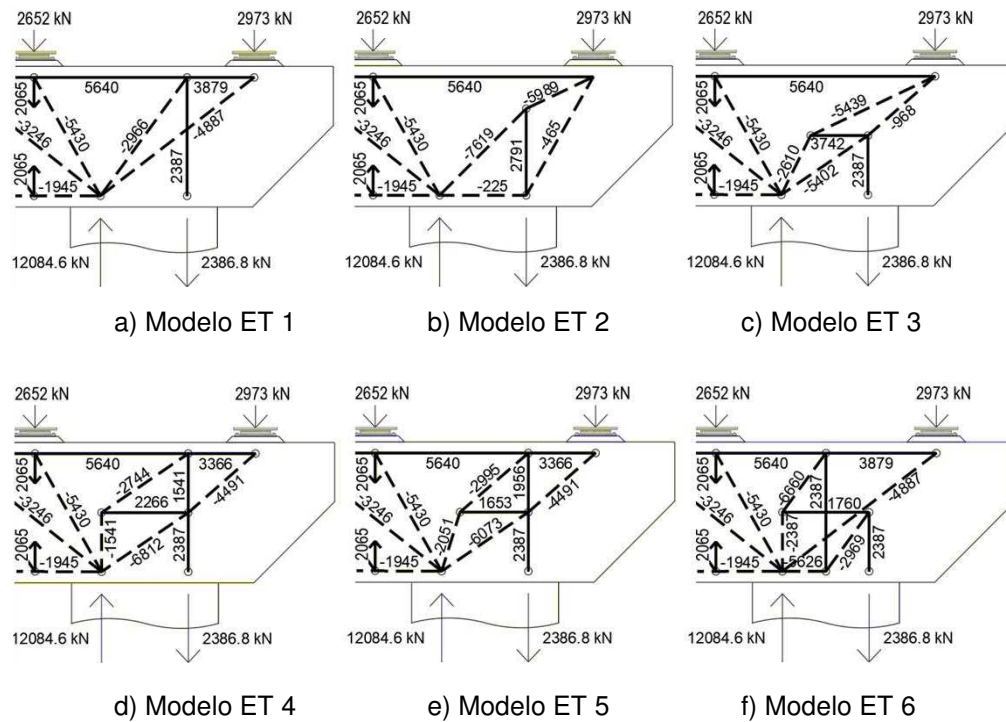


Fig. 5 – Modelos de escoras e tirantes relacionados ao momento de fechamento.

## 4. ANÁLISE NÃO LINEAR DO MODELO EM ESCALA REDUZIDA

### 4.1. Geral

Uma campanha experimental está a ser planeada para avaliar o comportamento do sistema de coluna e travessa sob carregamento horizontal cíclico. Um modelo em escala reduzida de 1/3.6 foi dimensionado seguindo a relação de similitude de Cauchy. As colunas são articuladas a meia altura, na zona de momento fletor nulo.

### 4.2. Estratégias de modelação e modelos constitutivos

Um modelo tridimensional de elementos finitos, como mostrado na Figura 6, foi desenvolvido no *software* DIANA 10.5 para avaliar o desempenho dos protótipos em escala reduzida. Nota-se que ZX é um plano de simetria, apenas metade da estrutura é modelada usando elementos quadráticos. Toda a armadura foi explicitamente incluída no modelo. As armaduras transversais são embebidas no betão, ou seja, compartilham o mesmo campo de deslocamento dos elementos finitos. As barras longitudinais incluem a propriedade de escorregamento *bond-slip*.

Um modelo de fissura rotativa baseado em extensões totais foi utilizado (*total strain based rotating smeared crack model*). Foi escolhida uma curva parabólica de tensão-extensão uniaxial compressiva [6], incluindo um pós-pico regularizado definido pela energia de fratura compressiva,  $G_C = 60 \text{ N/mm}$ . A envolvente de rotura de Hsieh-Ting-Chen e estados multiaxiais de tensão de compressão foram adotados, conforme descrito em [7]. O modelo de fissura [8] é usado para modelar a fratura por tração. A curva de amolecimento é a proposta por Hordijk [9], definida pela resistência à tração e pela energia de fratura,  $G_F = 0.09 \text{ N/mm}$ . As propriedades médias do material correspondentes à classe de resistência do betão C40/45 e à classe de aço A500 foram adotadas. As curvas *bond-slip* foram definidas de acordo com as disposições da fib 2010 [9], assumindo que a tensão de corte máxima de ligação  $t_{b,max}$  é igual a  $9.5 \text{ MN/m}^2$ .

As forças verticais nos quatro apoios foram aplicadas em uma primeira etapa. Posteriormente, a força horizontal no batente é aumentada de forma monótonica até à rotura.

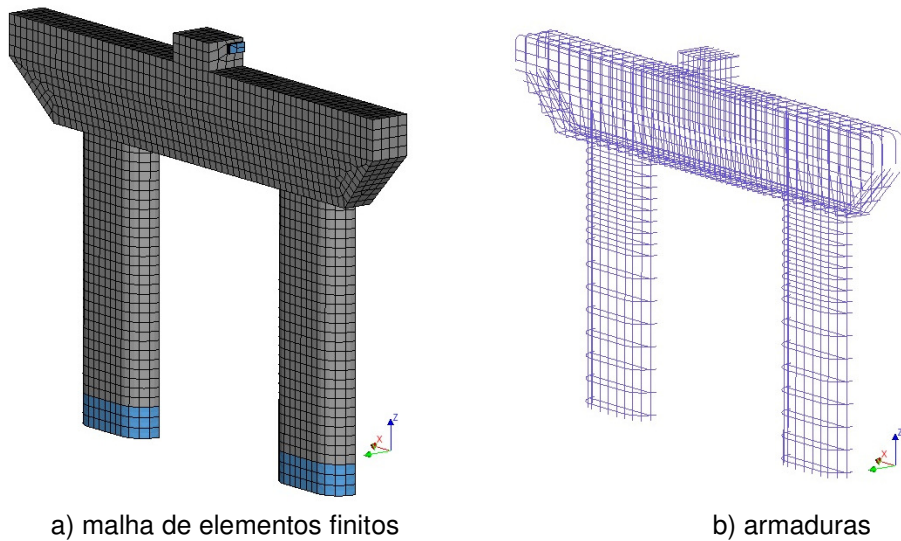


Fig. 6 – Malha de elementos finitos.

### 4.3. Resultados

A curva de força vs. deslocamento lateral é mostrada na Figura 7. A rotura da estrutura ocorre com o esmagamento do betão na face interna da coluna direita, após a cedência da armadura vertical das colunas. Um patamar de cedência é claramente visível na curva de força vs. deslocamento. As linhas tracejadas representam: a força de dimensionamento  $F_d = 3160/3.6 = 244$  kN correspondente à força sísmica obtida com o espectro de resposta usando um coeficiente de comportamento  $q=3.0$ ; e a carga de rotura transversal  $F_{pl}$  correspondente ao mecanismo plástico envolvendo a formação de rótulas plásticas no topo das colunas.  $F_{pl}$  foi obtido considerando a resistência à flexão das colunas determinada por métodos convencionais de análise seccional considerando as forças axiais do modelo de elementos finitos. A concordância com a carga máxima alcançada na simulação numérica é satisfatória.

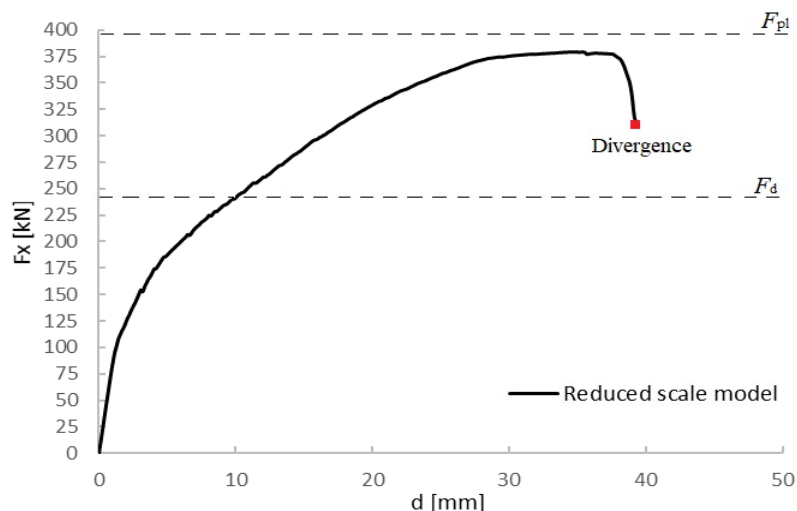


Fig. 7 – Força vs. Deslocamento lateral.

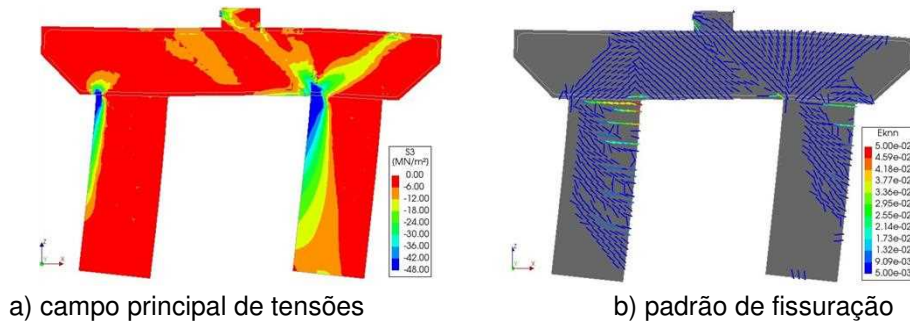


Fig. 8 – Resultados numéricos no momento da formação do mecanismo plástico – betão.

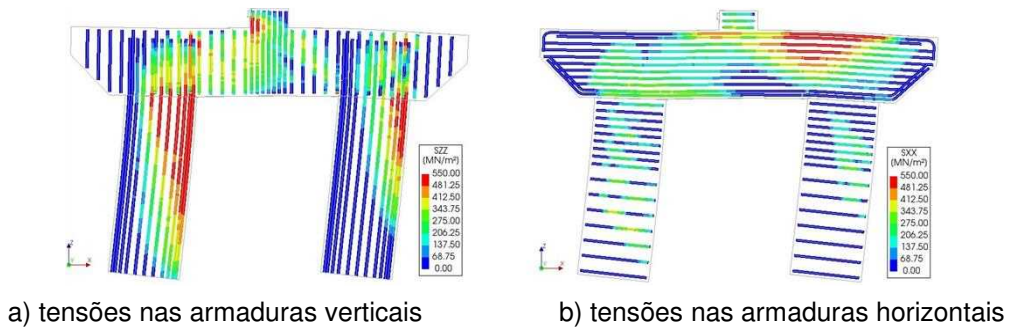


Fig. 9 – Resultados numéricos no momento da formação do mecanismo plástico – armaduras.

As armaduras responsáveis pela transferência de forças entre as barras longitudinais da coluna e a travessa, na zona dos nós, garantem a formação das rótulas plásticas nas colunas, evitando a falha no nó. Isso, é claro, será confirmado durante os ensaios experimentais. A evolução dos momentos fletores e das forças axiais nas colunas é mostrada na Figura 10. A linha vermelha mostra a distribuição linear elástica de forças e as linhas pretas mostram os resultados da simulação não linear. O modelo prevê que numa análise *push-over* a coluna direita é mais rígida e, portanto, os momentos aumentam mais do que o estimado pela análise elástica linear. Análises cíclicas reversas estão em andamento para confirmar se isso também ocorre para um protocolo de carga mais realista.

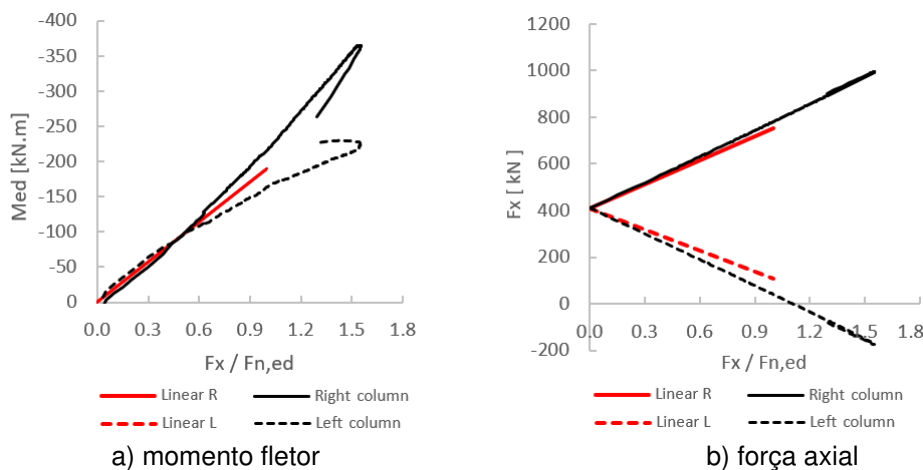


Fig. 10 – Evolução dos momentos fletores e das forças axiais nas colunas.

## 5. CAMPANHA EXPERIMENTAL

### 5.1. Geral

Uma campanha experimental será conduzida com o objetivo de avaliar os protótipos em escala reduzida sob carregamento cíclico, no Laboratório de Engenharia Estrutural e Sísmica (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). O principal objetivo desta campanha experimental envolve a avaliação do comportamento do sistema coluna-travessa por meio de três protótipos em escala reduzida. Estes incluem um espécime de referência moldado *in-situ* (CIP) e dois espécimes pré-fabricados (PE1 e PE2), diferenciando-se um do outro de acordo com o cenário de dimensionamento considerado, todos submetidos a cargas cíclicas com direções uniaxiais.

### 5.2. Esquema de ensaio

Uma vez que os protótipos foram considerados com a metade de sua altura, ou seja, da parte superior até o meio do comprimento da coluna, a rotação deve ser permitida na extremidade inferior da coluna (base do protótipo). Portanto, no *layout* do esquema de ensaio apresentado na Figura 11, as bases das colunas são aparafusadas em placas de aço de rotação livre, colocadas em dispositivos mecânicos com capacidade de rotação livre e projetadas para suportar forças de corte em ambas as direções e as forças axiais resultantes.

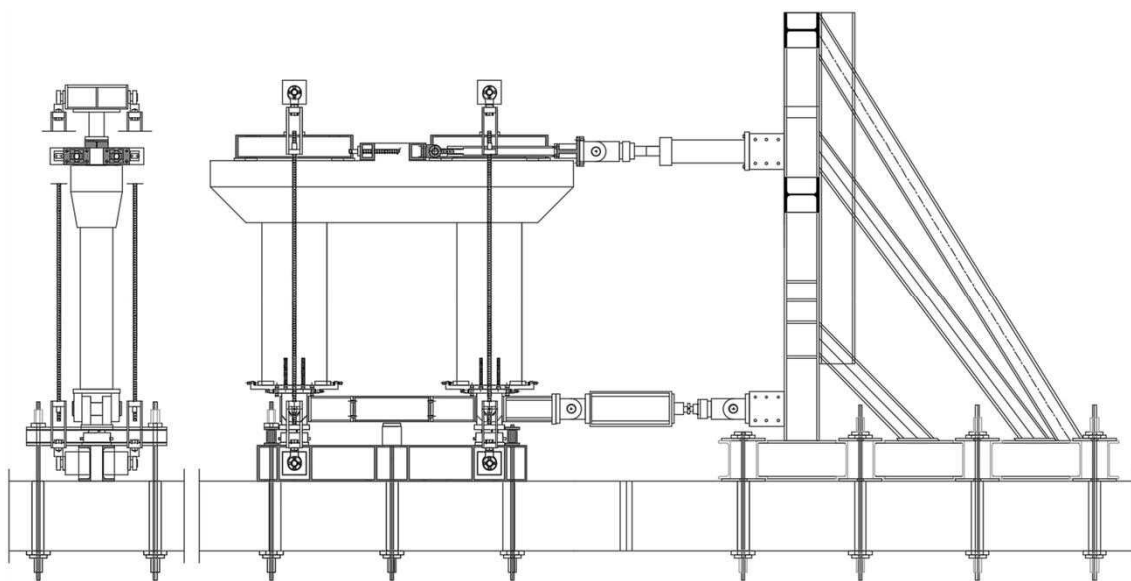


Fig. 11 – Esquema de ensaio.

A carga axial aplicada às colunas, com o objetivo de simular a carga mobilizada durante a ação sísmica, é realizada por intermédio de barras de pré-esforço. A força escalada resultante dessas ações tem um valor total de 800 kN (400 kN em cada coluna), distribuída em quatro pontos na face superior da travessa, com o objetivo de representar os dispositivos de suporte. Essa distribuição de carga é obtida usando dois perfis HEB suportados por almofadas de neoprene localizadas nos lugares destinados à aplicação da carga vertical.

A aplicação da carga horizontal, que tem como objetivo representar a ação das forças de inércia desenvolvidas durante o evento sísmico, é aplicada no batente através de um atuador hidráulico, estendido através de dois perfis CHS articulados em suas

extremidades. A força horizontal máxima esperada a ser aplicada é de 400 kN para o espécime de teste projetado para o cenário mais exigente.

### 5.3. Sistema de monitorização

Como parte do sistema de monitorização, um conjunto de Transdutores de Deslocamento (LVDTs) será utilizado para medir deslocamentos em vários pontos da estrutura. Além disso, extensómetros (SG) serão fixados nos dois perfis CHS, nas barras de pré-esforço e na viga inferior do sistema de retenção de força, facilitando a avaliação de deformações por flexão e corte. Finalmente, as cargas impostas e as forças de reação serão registadas por células de carga (LC) estrategicamente posicionadas em toda a estrutura, incluindo no atuador horizontal, no sistema de retenção de força horizontal e em cada base de coluna. A Figura 12 fornece um *layout* abrangente do sistema de monitorização que será utilizado na campanha experimental.

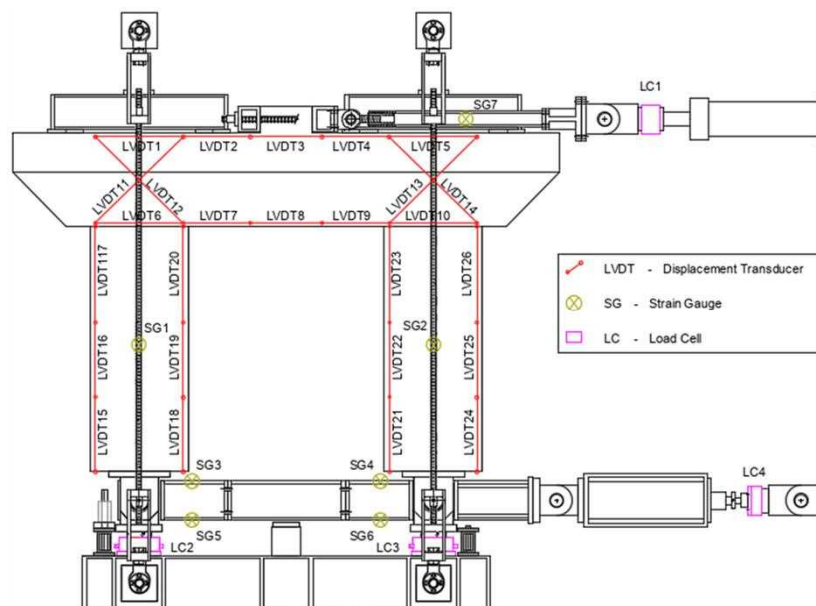


Fig. 12 – Sistema de monitorização.

## 6. CONCLUSOES

Foi dimensionada uma solução totalmente pré-fabricada para um conjunto de coluna e travessa para viadutos ferroviários como o intuito de resistir a excitações sísmicas de média a alta intensidade. Para isso, estratégias e abordagens de dimensionamento sísmico foram adotadas para garantir uma dissipação adequada de energia por intermédio de rótulas plásticas localizadas nas extremidades das colunas.

Modelos de escoras e tirantes foram desenvolvidos para o dimensionamento da travessa, proporcionando uma compreensão aprimorada dos mecanismos de transferência de forças na zona dos nós. Através desses modelos, foi possível obter diferentes possibilidades de *layout* de armaduras e arranjos construtivos, mantendo trajetórias de força fiáveis e evitando problemas construtivos.

A partir da investigação numérica realizada, foi possível evidenciar um comportamento estrutural satisfatório, observando a formação do mecanismo plástico. Isso resultou em um patamar de cedência na curva força vs. deslocamento, enquanto as armaduras longitudinais da coluna estavam em cedência e as armaduras de esforço transversal e

confinamento estavam no domínio elástico. A previsão é que a rotura ocorra através do esmagamento do betão na face interna da coluna sujeita à maior força axial.

A redistribuição de momento entre as duas colunas leva a uma maior solitação na coluna mais rígida, que é aquela sujeita a maiores forças de compressão. Mesmo assim, foi possível atingir a carga plástica. Uma campanha experimental está em andamento para confirmar as premissas de dimensionamento. Além disso, serão realizadas simulações numéricas adicionais considerando o protocolo de carga cíclica e incluindo a degradação da aderência nas armaduras.

## 7. AGRADECIMENTOS

Este trabalho é resultado do projeto iPBRail – *Innovative Precast Bridges for RAILways*, de referência POCI-01-0247-FEDER-039894. Financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também desenvolvido no âmbito do projeto proMetheus – Unidade de pesquisa em materiais, energia e sustentabilidade do ambiente, FCT Ref. UID/05975/2020, financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES.

## 8. REFERENCIAS

- [1] Priestley M, Seible F, and Calvi G (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, Inc, San Diego.
- [2] Srithran S, Ingham M (2003) Application of strut-and-tie concepts to concrete bridge joints in seismic regions. *PCI Journal*. 56-90.
- [3] S. Srithran, M. Priestley, F. Seible (2000). Nonlinear finite element analyses of concrete bridge joint systems subjected to seismic action. *Finite elements in analysis and design* 36 (2000) 215-233.
- [4] J. Schlaich, K. Schaefer, and M. Jennewein (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, vol. 32, no. 3.
- [5] (CEN) European committee for standardization (2017). *Eurocode 1 - Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges*.
- [6] Feenstra, P. H. *Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete*. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.
- [7] Selby, R. G., and Vecchio, F. J. (1993) *Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete*. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada.
- [8] Hordijk, D. (1991) *Local approach to fatigue of concrete*. Doctoral Thesis Universiteit Delft.
- [9] International Federation for Structural Concrete (fib) (2013) *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Switzerland.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **IN-PLANE STRENGTHENING OF A RAMMED EARTH WALL WITH A COMPATIBLE TRM-STRENGTHENING SOLUTION**

**ANTONIO ROMANAZZI**  
Researcher  
University of Bologna

**RUI A. SILVA**  
Researcher  
University of Minho

**ALBERTO BARONTINI**  
Researcher  
University of Minho

**NUNO MENDES**  
Researcher  
University of Minho

**DANIEL V. OLIVEIRA**  
Associate Professor  
University of Minho

### **SUMÁRIO**

A importância da arquitetura em terra está associada à disponibilidade local da matéria-prima, à sustentabilidade do processo construtivo e ao baixo custo. A taipa está entre as técnicas construtivas mais difundidas integrando edifícios em terra, cuja identidade cultural merece ser preservada. Apesar da disseminação das construções em taipa, a resposta no plano das paredes ainda não é bem conhecida, nomeadamente no que diz respeito ao dimensionamento de soluções de reforço eficazes. Dado este enquadramento, foi realizado um programa experimental sobre o desempenho cíclico no plano de um componente estrutural de taipa. Após carregamento com dano, foi aplicada uma solução de reforço TRM compatível em ambos os lados da parede, que foi posteriormente testada seguindo o protocolo anterior. Os principais resultados permitiram concluir que a parede de taipa não reforçada respondeu como um material não homogéneo e atingiu forças consideráveis no plano, enquanto a solução de reforço TRM foi eficaz em termos de recuperação da resistência ao corte.

### **ABSTRACT**

The significance of earthen architecture is associated to the local availability of the raw material, sustainability of the building process and low cost. Rammed earth is among the most disseminated building techniques integrating earthen buildings, whose cultural identity deserves to be preserved. Despite rammed earth buildings being widespread, the in-plane response of the walls is still not well known, namely with respect to the design of effective strengthening solutions. Given this framework, an experimental program was undertaken on the in-plane cyclic performance of a rammed earth structural subassembly. After the mock-up was damaged, a compatible TRM-based strengthening solution was applied on both sides of the wall, which was afterwards tested following the previous protocol. The main outcomes allowed to conclude that the unstrengthened rammed earth wall responded as a non-homogeneous material and attained considerable in-plane forces, while the TRM-strengthening solution resulted effective in terms of recovering the previous shear strength.

**PALAVRAS-CHAVE:** Rammed earth, in-plane shear, strengthening, textile-reinforced mortar.

## 1. INTRODUCTION

Earthen constructions are part of the architectural heritage of various civilizations, which include diverse religious and civil monuments. Consequently, various building techniques based on the use of soil were developed, yet adobe and rammed earth are among the most used nowadays. However, earthen structures are characterised by high seismic vulnerability, which results from low to moderate strength of the material, poor structural maintenance and lack of engineering approach in design and building practices. Whereas reliable mechanical properties can be assessed employing relatively simple tests, parameters to describe the hysteretic response can only be determined by simulating cyclic loads [1-2]. In this context, the necessity to protect built heritage while containing losses highlights the need to investigate the structural capacity of rammed earth and to develop appropriate strengthening solutions to reduce its seismic vulnerability [3-5]. Despite the research on strengthening systems for earthen buildings being rather recent [6-8], strengthening with textile-reinforced mortar (TRM) is gaining interest due to the low additional weight of the solution while improving the overall structural ductility [9-12]. Nevertheless, further research for its application on rammed earth structures is required. In addition, the response of un-strengthened rammed earth structures is still not well known, in particular with regard to the in-plane behaviour of the walls under cyclic loads.

Given this framework, the performance of the an unstrengthened rammed earth wall and the effectiveness of a TRM-strengthening solution was evaluated with basis on quasi-static cyclic in-plane tests. The unstrengthened rammed earth wall was initially subjected to in-plane cyclic displacements with increasing magnitude, and afterwards, it was strengthened with a compatible TRM solution and subjected to in-plane cyclic deformations. The experimental program and the main outcomes of the unstrengthened wall (URE-IP) and of the TRM-strengthened wall (GeoRE-IP) are reported and discussed in the subsequent sections, having as basis the effectiveness of the TRM solution.

## 2. TESTING SETUP OF THE URE-IP WALL

The in-plane response of rammed earth walls of traditional single-storey buildings with timber roof was investigated through the testing of reduced-scale sub-assembly (scale factor  $\lambda=0.8$ ), which was built with an I-shape geometry plan, which was defined based on a previous investigation [13] (see Fig. 1a). The rammed earth wall was built by compaction of the moistened earth mixture in layers of about 10 cm thick using a complete timber formwork; furthermore, a total weight of 11.77 kN was added to simulate the scaled vertical load of a traditional timber roof, after a drying period of four months (Fig. 1b). The test setup was designed to allow the application of cyclic horizontal loading at the top, which served also as control point of the target displacement.

Regarding the cyclic loading protocol, increasing target displacements were considered for both directions (positive and negative), and one repetition for each positive and negative cycle, as indicated Fig. 2. Further details on the testing protocol can be found in [14-15].

## 3. RESULTS OF THE URE-IP WALL

### 3.1. Cracking pattern

The cracking pattern of the unstrengthened rammed earth wall was monitored during the cyclic tests. Minor cracks were observed at the wing-walls close to the loading surface; however, a main horizontal crack formed in the web-wall along one of the

interfaces between layers at an early stage of the 6<sup>th</sup> cycle. Afterwards, further two diagonal cracks opened at the lower inner corner of the web-wall, connecting with the previous horizontal crack, as shown in Fig. 3. Therefore, the low tensile and shear strength of the interface between layers, combined with the low vertical loads, entail a response of the URE-IP subjected to in-plane loads as a non-homogeneous material.

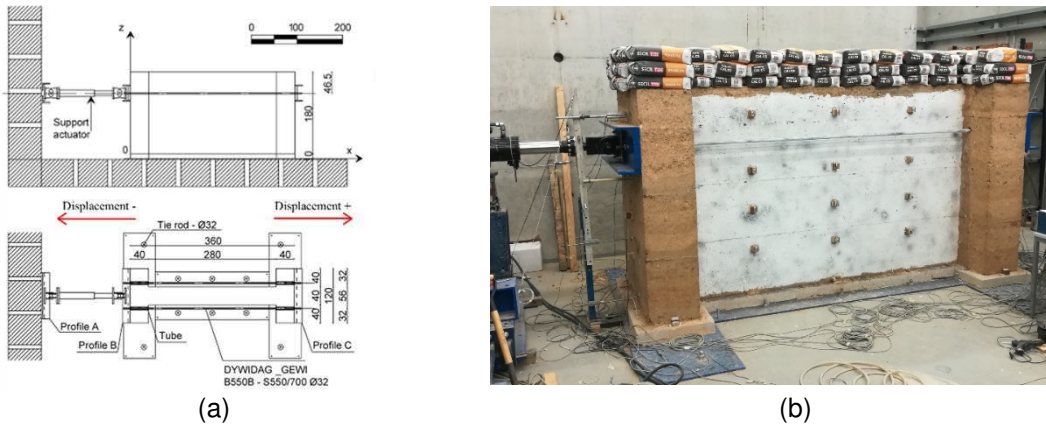


Fig. 1 – In-plane shear cyclic test: (a) test setup (in cm); (b) URE-IP wall.

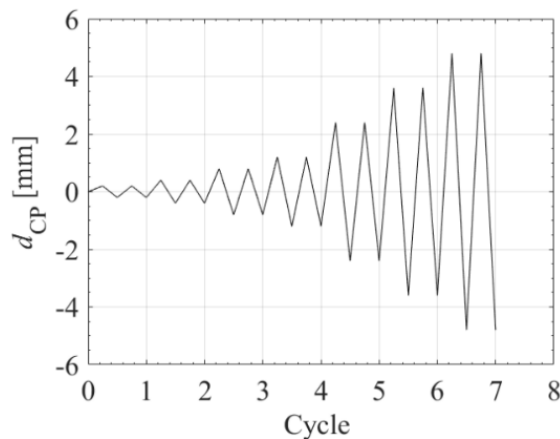


Fig. 2 – Cyclic loading protocol of the URE-IP wall.

### 3.2. Base shear coefficient

The outcomes of the tests on the unstrengthened wall are presented in terms of base shear force (BSF) and corresponding horizontal displacement of the control point (CP). In addition, the corresponding base shear coefficient (BSC) was evaluated as the ratio of the base shear force (BSF) to the self-weight of the wall. The base shear force was assumed equal to the force measured by the actuator, while the displacement was recorded by a LVDT set in correspondence with the control point. Furthermore, the corresponding drift was calculated as the ratio of the displacement to the elevation of the LVDT. The overall response curves of the cyclic tests are shown together with the envelope in Fig. 4a and Fig. 4b.

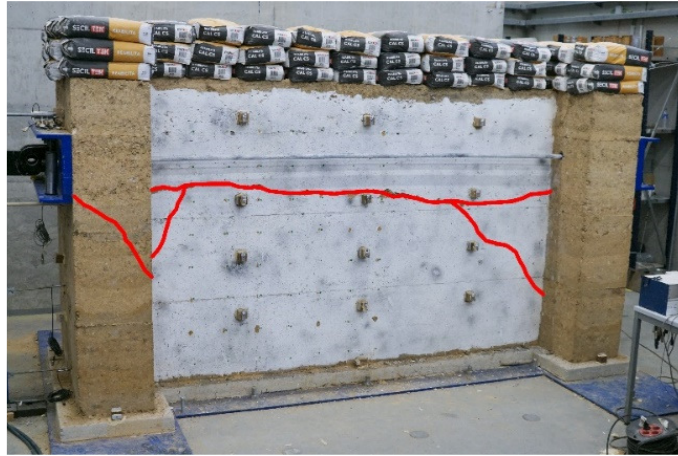


Fig. 3 – Crack pattern of the URE-IP wall.

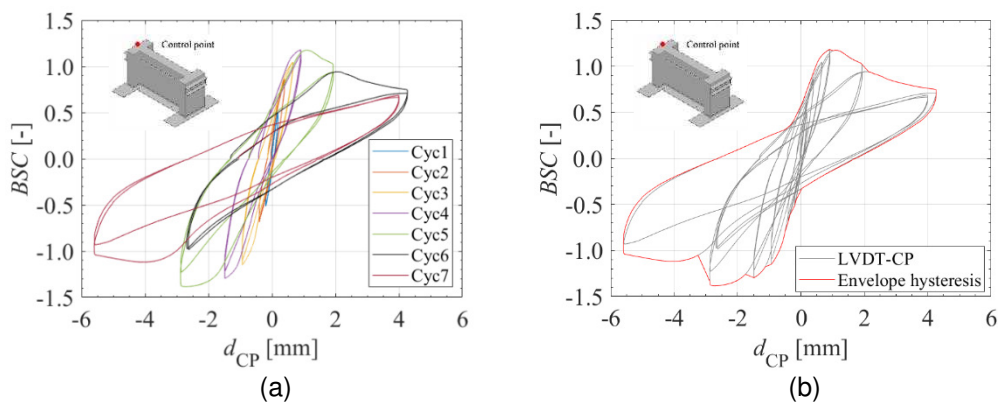


Fig. 4 – Response of the URE-IP wall: (a) curve of each cycle; (b) overall envelope curve.

The peak force in the positive direction was 93.18 kN and was achieved for a displacement of 0.900 mm during the fourth cycle, to which corresponds a BSC of 1.18 and a drift of 0.06%. While the peak force towards negative direction was 109.14 kN and was reached with a displacement of 2.700 mm, which is equivalent to a BSC of 1.39 and a drift of 0.17%, respectively.

To investigate the effect of the repetition of the loading path, the envelope of the response curves was analysed in both loading directions for each loop separately. Fig. 5 shows that the BSC values of the two loops were similar up to the linear response. Afterwards, the BSC values decreased from the first to the second loop of the same cycle; particularly once the maximum capacity was achieved. Such results can be attributed to the loss of cohesion in the rammed earth material, which eventually led to the opening of the main crack and to a distinct nonlinear response, and the subsequent degradation of friction and interlocking mechanisms along the main crack. Furthermore, a comparison of the envelopes of both directions showed that the response of the model was similar up to the maximum BSC of the positive direction and differed hereafter. The different envelopes resulting from the two loading directions seem to be consequence of asymmetry generated by the damage. However, further contribution in such asymmetric response might be related to small misalignments of the test setup, imperfections of the geometry of the wall and variability in mechanical properties of the material.

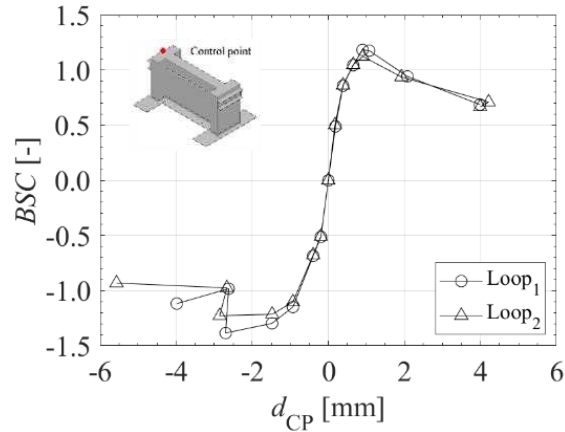


Fig. 5 – Peak response of the URE-IP wall considering each loop.

#### 4. STRENGTHENING AND TESTING SETUP OF THE GEORE-IP WALL

The damaged rammed earth wall was strengthened with a compatible TRM solution reinforced with geomesh embedded in a layer of earth-based mortar of about 10 mm thick. Before applying the mortar, the surface of the web-wall was scraped and wet, in order to enhance the adherence of the mortar to the substrate and avoid early water suction, and consequent shrinkage. The scheme of TRM-strengthening is depicted in Fig. 6a. Since the main crack had a dominant horizontal orientation, mesh bands with 1000 mm width were applied with a rotation concerning the horizontal direction to optimize the strengthening capacity. To guarantee an even distribution of the loads during the cyclic actions, two mesh bands were applied on each side of the web-wall in a cross configuration (Fig. 6b). In addition, plastic connectors were used to fix the mesh bands with a spacing of 30-40 cm to further improve the load transfer from the structure to the mesh. Further details can be found in [14]. After a drying period of two months in laboratory conditions, the test was conducted following the same approach as for the URE-IP test and according to the protocol presented in Fig. 7.

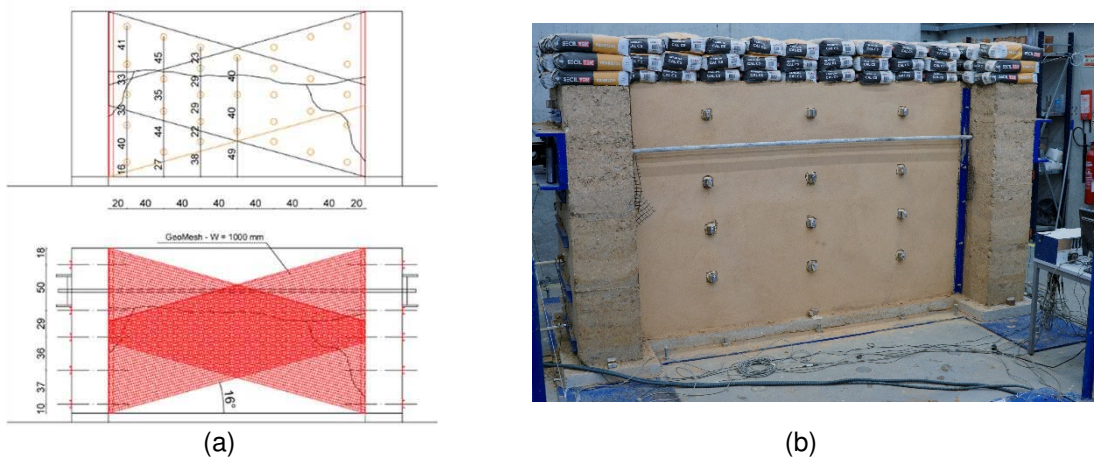


Fig. 6 – TRM-strengthening: (a) schematic representation (in cm); (b) GeoRE-IP wall.

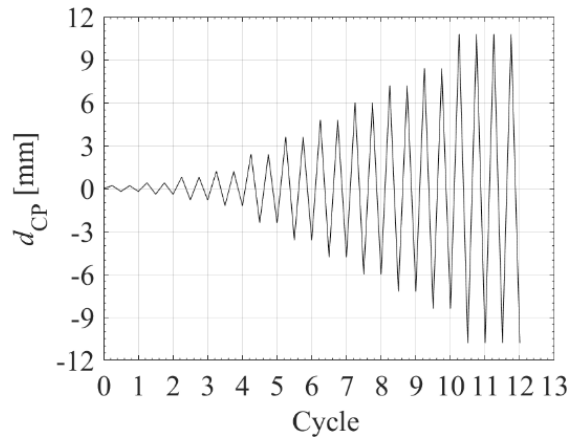


Fig. 7 – Cyclic loading protocol of the GeoRE-IP wall.

## 5. RESULTS OF THE GEORE-IP WALL

### 5.1. Cracking pattern

The cracking pattern was obtained by visual inspection conducted in each cycle. The GeoRE-IP wall showed at the third cycle minor cracks in correspondence with the main crack of the previous URE-IP test, which were progressively more evident and led to the detachment of the mortar in the surrounding areas. At the final stage, further diagonal cracks opened parallel to the diagonal cracks previously observed in URE-IP, while another horizontal crack formed at the top zone of the web-wall. Further cracks were found in the wing-walls along an interface between rammed earth layers, close to the steel profiles. In addition, a crack at the base of the left wing-wall indicated a likely rocking mechanism (Fig. 8). In general, the overall cracking pattern indicates that the damage state of the previous unstrengthened wall was difficult to recover from; however, the TRM-strengthening was effectively able to redistribute the loads involving entirely the structure, as demonstrated by new cracks opened in different locations with respect to the URE-IP crack pattern.

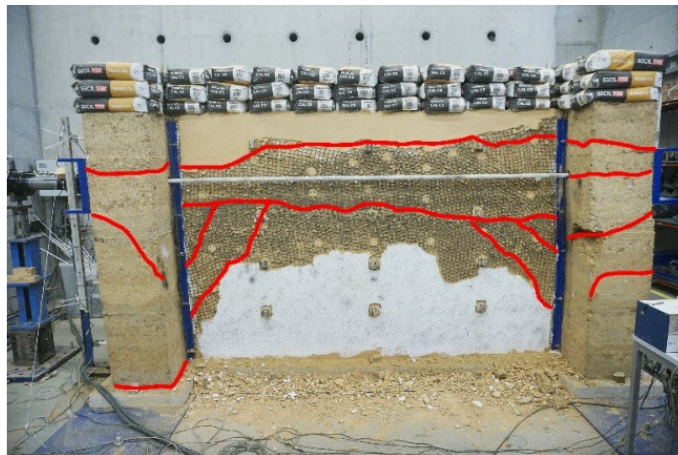


Fig. 8 – Crack pattern of the GeoRE-IP wall.

## 5.2. Base shear coefficient

The response of the GeoRE-IP wall in terms of base shear force and the related displacement of the control point (CP) are here reported. The overall curves of the cyclic test are shown together with the envelope in Fig. 9a and Fig. 9b.

The peak force towards the positive direction was 97.13 kN and was achieved for a displacement of 6.667 mm during the tenth cycle, to which corresponds a BSC of 1.23 and a drift of 0.42%. On the other hand, the peak force towards the negative direction was 101.66 kN and was reached with a displacement of 9.148 mm, which is equivalent to a BSC of 1.29 and a drift of 0.57%, respectively.

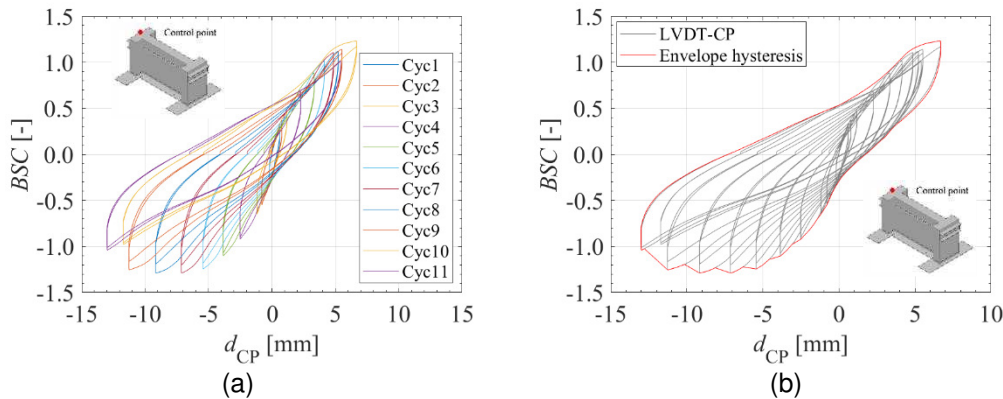


Fig. 9 – Response of the GeoRE-IP wall: (a) curve of each cycle; (b) overall envelope curve.

The envelopes of BSC peaks in both directions for each loop separately are presented in Fig. 10a. The BSC of the two loops resulted similar along the linear branch and part of the nonlinear behaviour. Afterwards, the BSC decreased from the first to the second loop in the same cycle; in particular when loads were applied in the negative direction and once the maximum capacity was achieved. Such differences between loops can be ascribed to the further damage induced to the structure and the TRM. In addition, it is noted that the response envelopes of both directions were similar up to the maximum positive BSC; subsequently, the in-plane shear capacity of the structure differed according to the loading direction due to the asymmetry of the loading profile applied.

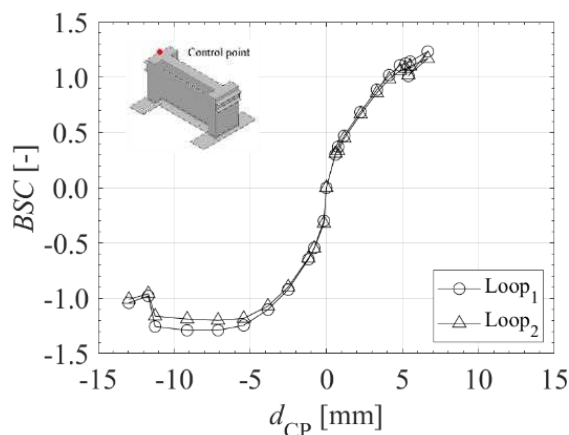


Fig. 10 – Peak response of the GeoRE-IP wall considering each loop.

To evaluate the effectiveness of the TRM-strengthening, a comparison between the envelope curves of GeoRE-IP and URE-IP is presented in Fig. 11. The responses show that the strengthened rammed earth wall was characterised by an early nonlinear



response, which confirmed that the previous damage state could not be recovered by the TRM strengthening. Nevertheless, analysing the peak of BSC for loading in the positive direction, the GeoRE-IP presented a gain of 4% in shear strength capacity that was achieved with a drift increase of 600%, with respect to the unstrengthened wall URE-IP; whereas, in the case of the loading in the negative direction, the strengthened wall recovered up to 93% of the BSC, though the peak BSC was achieved with an increment of 235% in drift (see also Table 1).

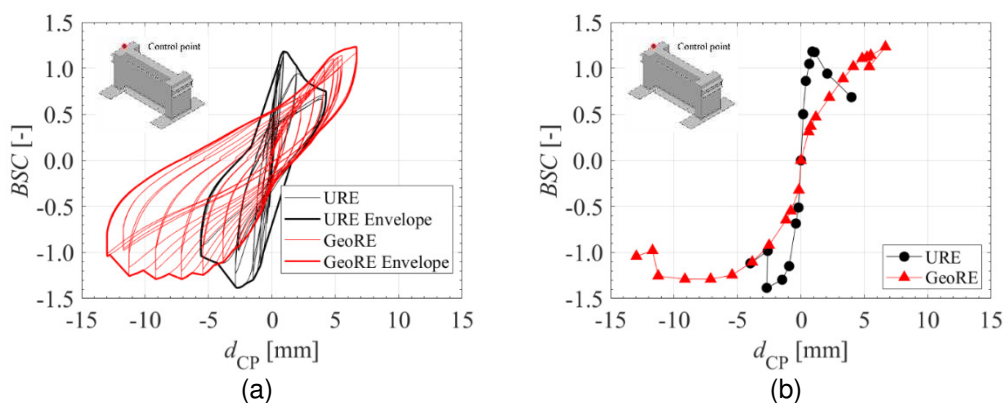


Fig. 11 – Comparison of the responses of the URE-IP and GeoRE-IP walls: (a) at each cycle; (b) overall envelope curves.

Table 1- Comparison of the results obtained for the URE-IP and GeoRE-IP walls.

Wall	$BSF_{peak}^+$ [kN]	$BSC_{peak}^+$ [-]	$d_{peak}^+$ [mm]	Drift [%]	$BSF_{peak}^-$ [kN]	$BSC_{peak}^-$ [-]	$d_{peak}^-$ [mm]	Drift [%]
URE-IP	93.18	1.18	0.900	0.06	-109.14	-1.39	-2.700	-0.17
GeoRE-IP	97.13	1.23	6.667	0.42	-101.66	-1.29	-9.148	-0.57
GeoRE-IP/URE-IP	104 (%)	104 (%)	740 (%)	700 (%)	93 (%)	93 (%)	339 (%)	335 (%)

## 6. CONCLUSIONS

The outlined experimental program allowed to characterise the hysteretic behaviour of rammed earth walls and to evaluate the effectiveness of a TRM-strengthening solution, by comparing the outcomes of the unstrengthened wall (URE-IP) with those of the damaged wall after being strengthened (GeoRE-IP).

The crack pattern of the URE-IP wall demonstrated that a rammed earth wall subjected to low vertical loads and in-plane deformations cannot be assumed as a homogeneous material, as a horizontal fracture occurred along the interface between two layers. With respect to the envelope of the BSC–displacement curves of the URE-IP wall, the response in the elastic branch was found to be similar between the loops. Differences between the two loops were observed due to the loss of cohesion of the material and the opening and progressing of cracks. Such damage involved an asymmetric geometry in the structure with a consequent different response according to the loading direction.

The cracking pattern of the GeoRE-IP wall indicated that the TRM-strengthening was able to redistribute the loads involving entirely the structure. However, the TRM-strengthening could not recover the previous damage state of the wall. In fact, it has shown an early nonlinear response consequent of the former damage state. Nevertheless, the TRM-strengthening resulted effective as it allowed achieving up to 104% of the BSC of the original structure for a drift increase of 600%.

In conclusion, the TRM-strengthening solution adopted was effective in recovering the strength capacity of the original structure and increasing its displacement capacity, although the overall stiffness was not recovered.

## 7. ACKNOWLEDGMENTS

This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020 ([doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020](https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020)), under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020, project SafEarth—PTDC/ECM-EST/2777/2014 and grant SFRH/BD/131006/2017. Acknowledgments are also addressed to the Laboratory of Structures of the University of Minho and the companies João Bernardino Lda and TERRACRUA Lda for building the rammed earth wall.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] Bui, T. T., Bui, Q. B., Limam, A., and Maximilien, S. (2014). Failure of rammed earth walls: From observations to quantifications. *Construction and Building Materials*, 51, 295-302. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.053>
- [2] Romanazzi, A., Oliveira, D.V., Silva, R.A., Candeias, P.X., Costa, A.C. and Carvalho, A. (2022) Out-of-plane shake table test of a rammed earth sub-assembly. *Bulletin of earthquake engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01525-6>
- [3] Michiels, T. L. G. (2015). Seismic Retrofitting Techniques for Historic Adobe Buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(8), 1059-1068. <https://doi.org/10.1080/15583058.2014.924604>
- [4] Tolles, E. L. (1990). Seismic studies on small-scale models on adobe houses. Blume Earthquake engineering Center.
- [5] Tolles, E. L., Kimbro, E. E., and Ginell, S. W. (2002). Planning and engineering guidelines for the seismic retrofitting of historic adobe structures. Getty Publications.
- [6] Barros, R. S., Costa, A., Varum, H., Rodrigues, H., Lourenço, P. B., and Vasconcelos, G. (2015). Seismic behaviour analysis and retrofitting of a row building. In *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture* (pp. 213-218). <https://doi.org/10.1201/b18856-45>
- [7] Lourenço, P. B., Torrealva, D., Cancino, C., Wong, K., Karanikoloudis, G., and Ciocci, M. P. (2017). Innovative traditional technologies for rehabilitation and protection of earthen structures: the Getty conservation institute seismic retrofitting project. *Proceeding of the 3rd International Conference on Protection of Historical Constructions*, Lisbon, 12th - 15th July, 12-15.
- [8] Liu, K., Wang, M., and Wang, Y. (2015). Seismic retrofitting of rural rammed earth buildings using externally bonded fibers. *Construction and Building Materials*, 100, 91-101. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.048>
- [9] Romanazzi, A., Oliveira, D. V., and Silva, R. A. (2019). Experimental investigation on the bond behavior of a compatible TRM-based solution for rammed earth heritage. *International Journal of Architectural Heritage*, 13(7), 1042-1060. <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1619881>
- [10] Romanazzi, A., Oliveira, D.V., and Silva, R.A. (2021) An analytical bond stress-slip model for a TRM composite compatible with rammed earth. *Construction and Building Materials*, 310. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125228>
- [11] Romanazzi, A., Van Gorp, M., Oliveira, D.V., Silva, R.A., and Verstryngge, E. (2019) Experimental shear behaviour of rammed earth strengthened with a TRM-based compatible technique. *Key Engineering Materials*, 817, 544 - 551. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.817.544>
- [12] Eudave, R.R., Silva, R.A., Pereira, E., and Romanazzi, A. (2022) Early-age shrinkage and bond of LC-TRM strengthening in rammed earth. *Construction and*

- Buildin Materials, 350. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128809>
- [13] Allahvirdizadeh, R., Oliveira, D. V., & Silva, R. A. (2021). Numerical investigation of the in-plane seismic performance of unstrengthened and TRM-strengthened rammed earth walls. *International Journal of Architectural Heritage*, 15(4), 548-566. <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1629507>
- [14] Romanazzi, A. (2022) Seismic protection of rammed earth heritage based on a compatible externally applied strengthening technique. PhD Thesis, Universidade do Minho.
- [15] Romanazzi, A., Oliveira, D.V., Silva, R.A., Barontini, A., and Mendes, N. (2022) Performance of rammed earth subjected to in-plane cyclic displacement. *Materials and structures*. 55:54. <https://doi.org/10.1617/s11527-022-01894-z>

## **OUT-OF-PLANE TEST OF U-SHAPED BRICK MASONRY WALL AND PROPOSAL FOR STRENGTHENING**

**ALBERTO BARONTINI**  
Postdoctoral Researcher  
University of Minho

**ANTONIO MURANO**  
PhD student  
University of Minho

**JACOPO SCACCO**  
PhD student  
Politecnico di Milano

**LUIS C. SILVA**  
Assistant Professor  
Politecnico di Milano

**GRAÇA VASCONCELOS**  
Assistant Professor  
University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
University of Minho

### **ABSTRACT**

The present study investigates the seismic vulnerability of clay brick masonry walls, particularly in traditional Portuguese 'placa' buildings. A comprehensive laboratory experiment was conducted, encompassing material characterisation through various techniques and a quasi-static test utilising an airbag on a U-shaped clay brick masonry specimen. The study delves into the cyclic response, damage pattern, seismic performance, and modal parameter evolution at different test stages. Material characterisation exposes the low mechanical properties of such masonry, indicating a stiff behaviour with immediate post-peak softening. The observed damage pattern indicates failure due to sliding and out-of-plane rotation. The findings underscore the seismic vulnerability of these structures, emphasising the need for a deeper understanding to inform accurate seismic assessments and potential mitigation measures. To this end, a strengthening technique is implemented and the quasi-static cyclic test is repeated to demonstrate its effectiveness.

**KEY WORDS:** Material characterisation; Historical building; Dynamic identification; Traditional construction; Façade wall.

## 1. INTRODUCTION

Masonry, among the most widespread traditional construction materials, is well-known for its complex behaviour influenced by the mechanical properties of its components, namely units, joints, and unit-joint interfaces. This composite nature results in an anisotropic medium, characterised by frictional shear response, brittle tension response, and reduced bond tensile strength at interfaces [1]. Unreinforced masonry (URM) structures are particularly susceptible to seismic actions, displaying a rather poor performance under in-plane and out-of-plane horizontal loads. Post-earthquake assessments and numerical simulations reveal that local out-of-plane collapses, especially in façades, can occur even under moderate loads, indicating vulnerability at lower earthquake intensities [2], [3], [4], [5]. Advanced numerical strategies have been developed to simulate masonry structural behaviour, drawing from experimental knowledge and essential destructive tests of large specimens [1]. Out-of-plane behaviour has been extensively investigated through in-situ or laboratory tests, employing quasi-static, impulsive, or dynamic loading with various setups, including water- or air-bags, shaking tables, and point or line loads [6], [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14]. Recent investigations on brick walls have focused on the effect of the connection with transverse walls (U-shaped plan configurations) under dynamic, quasi-static, or tilting actions [11], [14], [15].

This paper aims to investigate the out-of-plane behaviour of unreinforced clay brick masonry walls through a quasi-static test using an airbag. The tested wall is connected to two transverse walls, presenting a configuration inspired in the façade of the 'placa', a prevalent Portuguese building typology from 1930-1960, characterised by unreinforced masonry walls and reinforced concrete (RC) slabs [16], [17], [18]. Finally, a strengthening solution is described and applied to the damaged wall to be retested. This study is a crucial step in investigating this typology, aligned with the national project "RESIST-2020 – Seismic Rehabilitation of Old Masonry-Concrete Buildings".

## 2. PROTOTYPE AND MOCK-UP

'Placa' (Fig. 1) is a mixed masonry-RC Portuguese building typology largely used during 1930-1960, a phase of transition from URM to modern RC structures [19], especially in social housing neighbourhoods [20]. Indeed, 'placa' buildings are primarily designated for residential purposes, often presenting a regular plan with the entrance and a two-flight staircase centrally positioned that divides the structure into two apartments on each floor, with a high symmetry, but characterised by a weaker direction with lower seismic performance [20], [21]. These structures exhibit heightened vulnerability to seismic action due to increased mass and brittle behaviour of the walls, early use of concrete technology, weak inter-element connections and irregular elevation due to the commercial use of the ground floors. 'Placa' buildings commonly feature [18], [20], [22]: (1) thin concrete slabs (about 0.1 m thick) with relatively small spans (less than 3.5 m) poorly connected to masonry walls; (2) external walls typically made of brick masonry (about 0.25 to 0.50 m thick), originally with hydraulic lime mortar, then substituted by mixed cement-lime-sand or simple cement-sand mortars; (3) continuous foundations beneath the walls either constructed with concrete or masonry.

Despite constituting a significant portion of building stock in seismic regions like Lisbon (22%) and Continental Portugal (33%) [17], the seismic behaviour of 'placa' structures remains poorly investigated, necessitating further research, especially because many examples have been realised before the first Portuguese seismic code, in 1958 [18]. The tested mock-up is a U-shaped specimen with Flemish bond pattern. As depicted in Fig. 2a, it consists of a  $2.90 \times 0.25 \times 1.40 \text{ m}^3$  front wall and two well connected  $1.60 \times 0.25 \times 1.40 \text{ m}^3$  transverse walls, constructed with solid clay bricks ( $0.25 \times 0.12 \times 0.06 \text{ m}^3$ ) and a pre-mixed cement-based mortar in 10 mm thick joints, prepared according to the

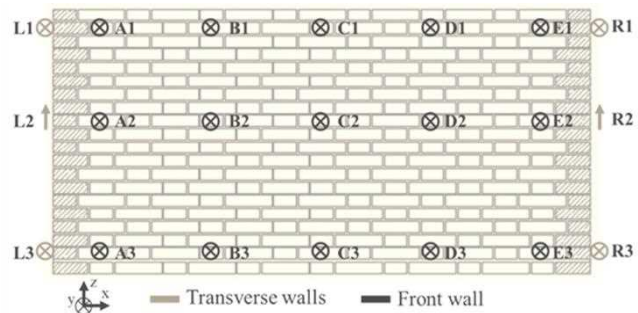
manufacturer's recommendations. The wall is placed on a concrete beam and a vertical static pressure load equivalent to 0.1 MPa is applied to the top of the side walls through two steel beams and four hydraulic jacks, to simulate the typical weight of slabs and upper storeys.



Fig. 1 – Example of 'placa' building in Alvalade neighbourhood, Lisbon.



(a)



(b)

Fig. 2 – (a) tested specimen; (b) LVDTs location during the test.

### 3. EXPERIMENTAL PROGRAMME

#### 3.1. Test protocol

The test relies on an airbag to apply uniform horizontal thrust to the rear surface of the front wall, inducing cyclic one-way bending out-of-plane by inflating and deflating until reaching a predetermined displacement at the control point (C1) located on top of the wall at middle span. For the first cycle, the target displacement is set to 0.5 mm. Subsequent steps are determined by increasing the previous displacement by a factor of 1.4 until 28.93 mm (12 steps). Each displacement level is replicated twice to evaluate the hysteretic behaviour during unloading and reloading cycles.

The airbag is positioned between the specimen and a constraint structure consisting of a timber board supported by a steel frame allowed to slide on Teflon sheets and pushed against the reinforced concrete reaction wall, where four load cells record the thrust.

Twenty-four Linear Variable Differential Transducers (LVDTs) monitor the out-of-plane behaviour of the front wall, in-plane behaviour of the transverse walls, and wall

detachment (Fig. 2b). Additional LVDTs on the floor oversee rocking and sliding of the base.

### 3.2. Material characterisation

Material characterisation comprises the following properties: (1) flexural strength of mortar,  $f_{b,f}$  (according to EN 1015-11); (2) compressive strength of mortar,  $f_{b,c}$  (according to EN 1015-11); (3) compressive strength of wallettes,  $f_{k,c}$ , and Young's modulus of wallets at one third of the maximum load,  $E_{1/3}$  (according to UNI EN 1052-1); (2) shear strength of wallettes,  $\tau_0$ , and shear modulus,  $G$  (according to ASTM E 519); (3) flexural strength of wallettes,  $f_{xk}$  (according to EN 1052-2). The average values obtained over more replicates are reported in Table 1.

Table 1- Average values of the material properties.

$f_{b,f}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{b,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{k,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{1/3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\tau_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{xk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1.5	3.6	7.3	1800	0.12	0.120	300	0.04

Sonic tests, both direct and indirect, are conducted on the front wall, on a 1×1 m<sup>2</sup> squared area with measurement points located every 25 cm, using an instrumented impact hammer, an accelerometer (measurement range ±5 g and 1000 mV/g sensitivity) and a high sampling rate Data Acquisition System (up to 100000 Hz). Direct tests allow to estimate the average dynamic elastic modulus for bricks, mortar and composite masonry as  $E_{D,b} = 13800$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_{D,m} = 250$  N/mm<sup>2</sup> and  $E_{D,c} = 5950$  N/mm<sup>2</sup> respectively. It is worth noting that this high latter value may have been affected by the direction of the test and the relatively poor relevance of the mortar, presenting a single vertical joint inside the wall thickness. To this end, a better estimation can be obtained through the indirect sonic test, which provides an average dynamic elastic modulus of  $E_{D,c,H} = 3730$  N/mm<sup>2</sup> and  $E_{D,c,V} = 1500$  N/mm<sup>2</sup>, when estimated along horizontal and vertical lines, respectively. It is worth noting the significant agreement between the outcome along the vertical line and the results of the compression test.

### 3.3. Experimental results

Fig. 3a and b shows the plot of the applied force against the displacement of control point, C1 (Fig. 2), and the relative envelope curve. The behaviour of the wall is rather brittle and governed by the initial linear (until 1 mm displacement) and subsequent almost linear response, until 54.39 kN, corresponding to the peak load (1.96 mm displacement). At the peak load, the first cracks appear. Post peak behaviour is characterised by the capability to undergo large displacement but at decreasing loading level, first faster, then slower and equal to about 60% of the peak. After each cycle, a relevant residual displacement is present. The secant stiffness (ratio of the maximum load to the maximum control point displacement) decreases from the linear initial value, 77.15 kN/mm, to 26.68 kN/mm before the peak. The overall behaviour is likely due to the activation of the horizontal bending mechanism that prevents the sudden collapse typical of vertical bending. Indeed, the emerged crack pattern in the front wall (Fig. 3c) presents an almost vertical crack that runs from top to bottom along the mortar joints and the interfaces between joints and bricks, until a horizontal crack located at the 8th bed joint from the bottom base. This pattern is induced by the combination of sliding with an out-of-plane rotation mainly horizontal but also vertical as demonstrated by the cracks in the internal face of the transverse walls, at the connection with the front wall (Fig. 3d).

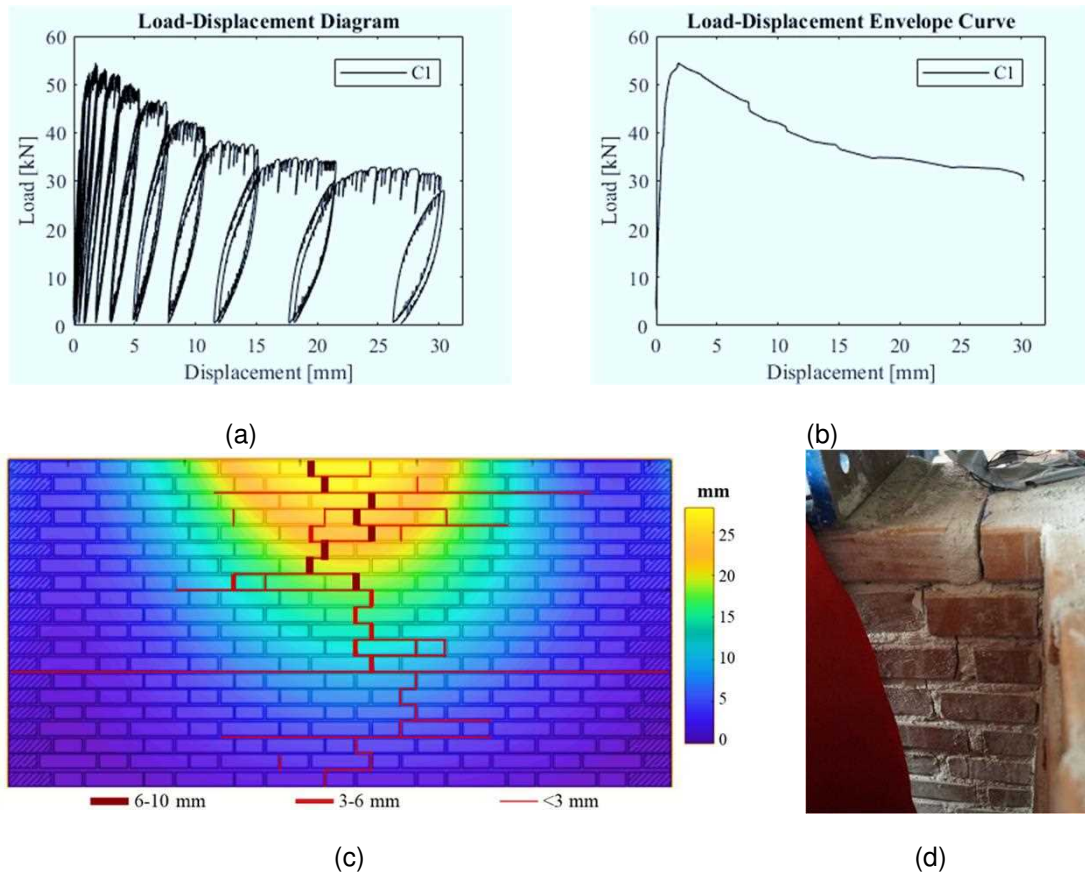


Fig. 3 – (a) load-control point displacement graph; (b) envelope curve; (c) displacement contour plot and crack pattern (front wall); (d) cracks (transverse wall).

### 3.4. Dynamic identification

The Operational Modal Analysis (OMA) of the U-shaped wall is conducted before and after the application of the vertical pressure and after the test, resorting to fifteen high-sensitivity accelerometers (0.15 to 1000 Hz frequency range, 10000 mV/g sensitivity, 8 $\mu$ g resolution). Signals are acquired with a sampling rate of 200 Hz and a duration of 1200 seconds. Both the Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) and the Stochastic Subspace Identification with Unweighted Principal Component (SSI-UPC) algorithm are used for the estimation of the modal properties. At least 4 modes are identified at each stage. First and second modes involves the lateral walls. Third and fourth modes are the first two out-of-plane bending of the front wall.

As anticipated, the natural frequencies reduces both upon the application of the load on lateral walls, likely due to a partial increase of the mass, and upon the damage evolution, due to the reduction in stiffness. Mode shapes demonstrate to be slightly affected by the initial load increase but are more sensitive to the damage. However, this sensitivity is likely connected to a suboptimal identification process, confirmed, at least for the fourth mode, by the low MAC between EFDD and SSI-UPC estimations. A comparison of mode shapes across the three recorded configurations reveals a greater modal displacement for the upper part of the front wall (Fig. 4). Finally, the alterations induced in the damping ratios are harder to interpret. Indeed, a variation emerges but exhibits opposing trends for different modes. In general, the uncertainties influencing the estimation of this parameter prevent its reliable use as a mass- or damage-sensitive feature.



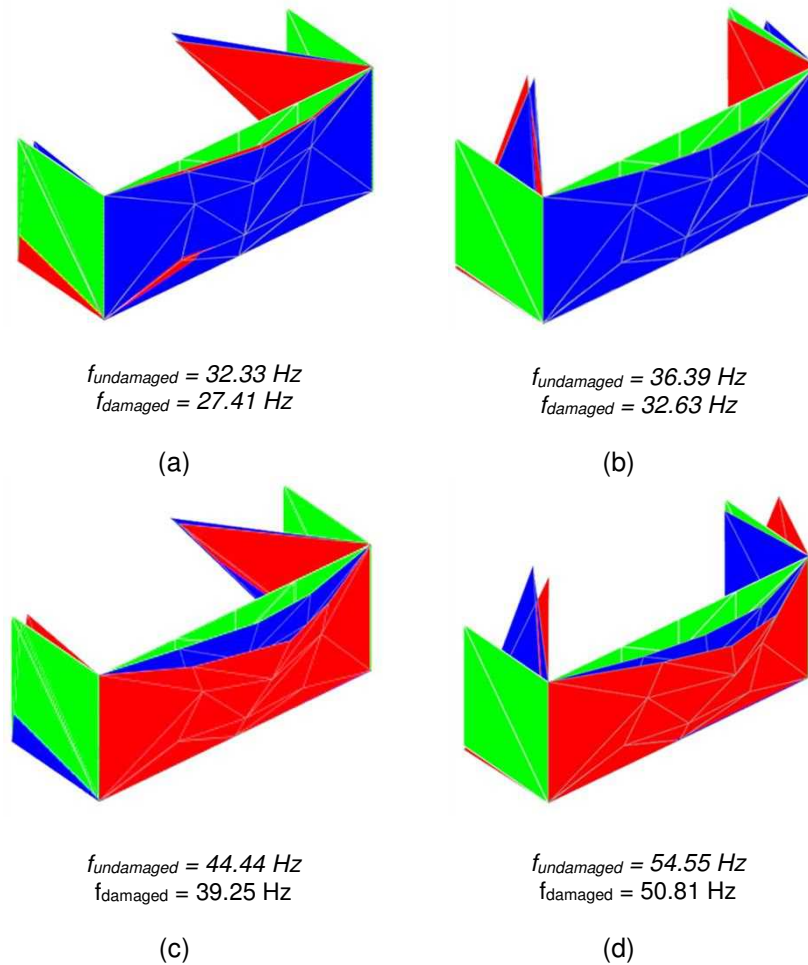


Fig. 4 – Natural frequencies in undamaged and damaged conditions and mode shapes, undeformed in green: (a) Mode 1, before (blue) and after load (red); (b) Mode 2, before (blue) and after load (red); (c) Mode 1, before (blue) and after damage (red); (d) Mode 2, before (blue) and after damage (red).

#### 4. STRENGTHENING SYSTEM

A composite reinforced mortar strengthening system is adopted. This relies on two layers of lime based fibre reinforced bio-mortar, each of 15 mm, placed below and above a glass fibre mesh (Fig. 5). The system is combined with a set of 12 mm helicoidal stainless steel reinforcing bars, suitable for the dry insertion upon the realisation of a pre-hole, which are used to reconnect the front and the transverse walls (Fig. 5). The preliminary results of the extensive tests conducted on the strengthened walls are briefly presented hereafter.

In particular, the wall is characterised by a completely different collapse mechanism, as no cracks appear in the reinforced front wall, while the damage pattern presents an out-of-plane rotation of this wall with an extensive cracking in the transverse walls. The load-displacement diagram and the corresponding envelope (Fig. 6) show a less brittle behaviour, with an initial almost linear response, less stiff than the original, up to a higher peak load, followed by an initial slower post-peak softening.



Fig. 5 – Strengthening system.

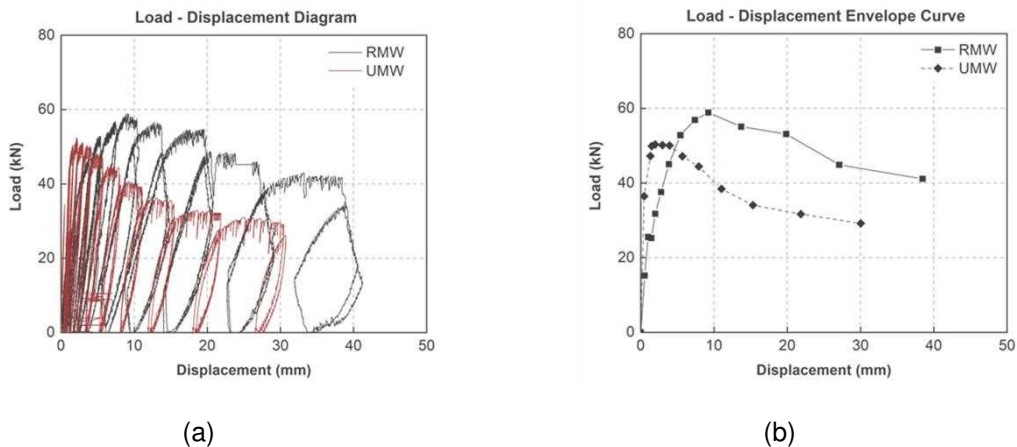


Fig. 6 – Comparison between non-strengthened (UMW) and strengthened wall (RMW): (a) load-displacement graph; (b) envelope curve.

## 5. CONCLUSIONS

The present work showed the results of the out-of-plane quasi-static cyclic test of a U-shaped unreinforced masonry wall representative of the Portuguese ‘placa’ building typology. Geometry, material characterisation through distinct techniques, and main experimental outcomes of the destructive tests with airbag were discussed for both the load-displacement envelope and failure pattern. A suitable strengthening system was applied and the preliminary results of the test repeated on the reinforced configuration were presented.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FCT/MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB/04029/2020 ([doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020](https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020)), and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020.

## 7. REFERENCES

- [1] P. Roca, M. Cervera, G. Gariup, and L. Pela', 'Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches', *Arch Computat Methods Eng*, vol. 17, no. 3, pp. 299–325, Sep. 2010, doi: 10.1007/s11831-010-9046-1.
- [2] D. D'Ayala and E. Speranza, 'Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings', *Earthquake Spectra*, vol. 19, no. 3, pp. 479–509, Aug. 2003, doi: 10.1193/1.1599896.
- [3] P. Morandi, G. Magenes, and M. Griffith, 'Second Order Effects in Out-of-Plane Strength of Unreinforced Masonry Walls Subjected to Bending and Compression', *Australian Journal of Structural Engineering*, vol. 8, no. 2, pp. 133–144, Jan. 2008, doi: 10.1080/13287982.2008.11464993.
- [4] M. Stepinac *et al.*, 'Damage classification of residential buildings in historical downtown after the ML5.5 earthquake in Zagreb, Croatia in 2020', *International Journal of Disaster Risk Reduction*, vol. 56, p. 102140, Apr. 2021, doi: 10.1016/j.ijdr.2021.102140.
- [5] L. Sorrentino, L. Liberatore, L. D. Decanini, and D. Liberatore, 'The performance of churches in the 2012 Emilia earthquakes', *Bull Earthquake Eng*, vol. 12, no. 5, pp. 2299–2331, Oct. 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9519-3.
- [6] T. M. Ferreira, A. A. Costa, and A. Costa, 'Analysis of the Out-Of-Plane Seismic Behavior of Unreinforced Masonry: A Literature Review', *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 9, no. 8, pp. 949–972, Nov. 2015, doi: 10.1080/15583058.2014.885996.
- [7] N. Ismail and J. M. Ingham, 'In-situ and laboratory based out-of-plane testing of unreinforced clay brick masonry walls strengthened using near surface mounted twisted steel bars', *Construction and Building Materials*, vol. 36, pp. 119–128, Nov. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.087.
- [8] J. G. Tumialan, N. Galati, and A. Nanni, 'Field Assessment of Unreinforced Masonry Walls Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Laminates', *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, no. 8, pp. 1047–1056, Aug. 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:8(1047).
- [9] M. Giaretton, M. R. Valluzzi, N. Mazzon, and C. Modena, 'Out-of-plane shaketable tests of strengthened multi-leaf stone masonry walls', *Bull Earthquake Eng*, vol. 15, no. 10, pp. 4299–4317, Oct. 2017, doi: 10.1007/s10518-017-0125-7.
- [10] A. S. Mosallam, 'Out-of-plane flexural behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites', *Composites Part B: Engineering*, vol. 38, no. 5, pp. 559–574, Jul. 2007, doi: 10.1016/j.compositesb.2006.07.019.
- [11] J. Vaculik and M. C. Griffith, 'Out-of-plane shaketable testing of unreinforced masonry walls in two-way bending', *Bull Earthquake Eng*, vol. 16, no. 7, pp. 2839–2876, Jul. 2018, doi: 10.1007/s10518-017-0282-8.
- [12] M. C. Griffith and J. Vaculik, 'Out-of-plane flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls', *TMS Journal*, vol. 25, no. 1, pp. 53–68, 2007.
- [13] M. C. Griffith, J. Vaculik, N. T. K. Lam, J. Wilson, and E. Lumantarna, 'Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, no. 6, pp. 801–821, 2007, doi: 10.1002/eqe.654.
- [14] F. Graziotti, U. Tomassetti, S. Sharma, L. Grottoli, and G. Magenes, 'Experimental response of URM single leaf and cavity walls in out-of-plane two-way bending generated by seismic excitation', *Construction and Building Materials*, vol. 195, pp. 650–670, Jan. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.10.076.
- [15] P. X. Candeias, A. Campos Costa, N. Mendes, A. A. Costa, and P. B. Lourenço, 'Experimental Assessment of the Out-of-Plane Performance of Masonry Buildings Through Shaking Table Tests', *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 11, no. 1, pp. 31–58, Jan. 2017, doi: 10.1080/15583058.2016.1238975.
- [16] A. Simões, J. Milošević, H. Meireles, R. Bento, S. Cattari, and S. Lagomarsino, 'Fragility curves for old masonry building types in Lisbon', *Bull Earthquake Eng*, vol. 13, no. 10, pp. 3083–3105, Oct. 2015, doi: 10.1007/s10518-015-9750-1.

- [17] V. Bernardo, P. Candeias, A. C. Costa, and A. Costa, 'Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso', *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, vol. 11, pp. 97–106, Nov. 2019.
- [18] V. M. S. Bernardo, A. P. de N. Campos Costa, P. J. de O. X. Candeias, A. G. da Costa, A. I. M. Marques, and A. R. Carvalho, 'Ambient vibration testing and seismic fragility analysis of masonry building aggregates', *Bull Earthquake Eng*, vol. 20, no. 10, pp. 5047–5071, Aug. 2022, doi: 10.1007/s10518-022-01387-y.
- [19] A. Marques, P. X. Candeias, M. R. Veiga, and J. G. Ferreira, 'Seismic reinforcement techniques for old buildings walls', in *Proceedings of the 9th International Masonry Conference in Guimaraes*, 2014.
- [20] P. Lamego, P. B. Lourenço, M. L. Sousa, and R. Marques, 'Seismic vulnerability and risk analysis of the old building stock at urban scale: application to a neighbourhood in Lisbon', *Bull Earthquake Eng*, vol. 15, no. 7, pp. 2901–2937, Jul. 2017, doi: 10.1007/s10518-016-0072-8.
- [21] R. Marques, P. Lamego, P. B. Lourenço, and M. L. Sousa, 'Efficiency and Cost-Benefit Analysis of Seismic Strengthening Techniques for Old Residential Buildings in Lisbon', *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 9, pp. 1590–1625, Oct. 2018, doi: 10.1080/13632469.2017.1286616.
- [22] V. Bernardo, R. Sousa, P. Candeias, A. Costa, and A. Campos Costa, 'Historic Appraisal Review and Geometric Characterization of Old Masonry Buildings in Lisbon for Seismic Risk Assessment', *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 16, no. 12, pp. 1921–1941, Dec. 2022, doi: 10.1080/15583058.2021.1918287.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS DE BETÃO ARMADO

**NÁDIA BATALHA**  
Estudante de Doutoramento  
CONSTRUCT-FEUP

**HUGO RODRIGUES**  
Professor Associado  
Universidade de Aveiro

**ANTÓNIO ARÊDE**  
Professor Associado c  
CONSTRUCT- FEUP

**ANDRÉ FURTADO**  
Professor Auxiliar  
Instituto Superior Técnico

**ROMAIN SOUSA**  
Investigador  
Universidade de Aveiro

**HUMBERTO VARUM**  
Professor Catedrático  
CONSTRUCT- FEUP

### SUMÁRIO

Os edifícios pré-fabricados em betão armado são bastante comuns tanto no parque industrial português como em toda a Europa. As ligações viga-pilar são um elemento-chave nesta tipologia de edifícios. No entanto também são a fonte de vários danos, danos esses relatados após recentes sismos. Para melhor compreender o comportamento da ligação, foi realizado uma campanha experimental a fim de caracterizar as configurações de ligação mais utilizadas. No trabalho aqui apresentado é avaliado o comportamento de uma solução de reforço aplicada numa ligação de atrito e é feita a comparação com a solução original. Os resultados dos ensaios experimentais mostraram um bom desempenho da solução de reforço proposta, ressaltando a importância desta solução nas ligações de atrito. Os resultados experimentais validam a eficácia da ligação de reforço proposta no aumento da deformação e da capacidade de resistência das ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas em betão armado.

### ABSTRACT

Precast RC buildings are quite common both in the Portuguese industrial park and throughout Europe. Beam-to-column connections are a key element in this building typology. However, they are also the source of various damages, reported after recent earthquakes. To better understand the behaviour of the connection, an extensive experimental work was carried out in order to characterize the most used connection configurations. In the work presented here, the behavior of a retrofit solution applied to a friction connection is evaluated and compared with the original solution. The results of the experimental tests showed a good performance of the proposed retrofit solution, highlighting the importance of this solution in friction connections. The experimental results validate the effectiveness of the proposed retrofit connection in increasing the deformation and resistance capacity of beam-to-column connections in precast RC.

### PALAVRAS-CHAVE:

Solução de reforço, ligação viga-pilar, resposta cíclica, edifícios pré-fabricados, edifícios industriais.

## 1. INTRODUÇÃO

Os edifícios industriais pré-fabricados em betão armado (PFBA) são uma tipologia frequente no parque industrial europeu. A recente atividade sísmica expôs a vulnerabilidade desta tipologia a nível estrutural e não estrutural. Ao nível estrutural, destacam-se os danos observados nas ligações entre vigas e pilares. As ligações são normalmente asseguradas por atrito ou por atrito e um conector mecânico (ferrolho). As ligações que apresentam maior risco sísmico são as de atrito e aquelas que apresentam baixo detalhe sísmico na região que envolve os ferrolhos [1], [2].

Após recentes sismos, vários trabalhos experimentais importantes surgiram para mitigar esta problemática [3]–[8], nomeadamente na importância do diâmetro e do nível do confinamento (espaçamento dos estribos) à volta dos ferrolhos, responsável pelo desenvolvimento de diferentes tipos de roturas. Psycharis & Mouzakis [4] desenvolveram um estudo focado no efeito de vários parâmetros de projeto na resistência de ligações viga-pilar sob carregamento monotónico e cíclico. Este trabalho comprovou a importância do diâmetro dos ferrolhos, como principal parâmetro que influencia a capacidade da ligação. Além disso, a espessura do betão de recobrimento dos ferrolhos na direção do carregamento é apontada como um parâmetro importante na resposta da ligação. Também Magliulo *et al.* [2] investigaram o comportamento de ligações viga-pilar. Os autores consideraram que a falha da ligação viga-pilar deve-se essencialmente: *i*) à superação da resistência de atrito quando não são utilizados conectores mecânicos (ferrolhos), no caso de ligações de atrito; e *ii*) ao deficiente detalhe sísmico na zona de ligação devido a uma baixa percentagem de armadura transversal nas extremidades dos elementos de betão armado. Estes problemas são apontados como resultado do desconhecimento da resposta sísmica das estruturas, bem como dos requisitos de projeto. Após a revisão da literatura e considerando as propriedades específicas do parque industrial [9]–[12], percebeu-se que havia uma lacuna no estudo das ligações sem nenhum dispositivo mecânico (ferrolho), denominadas ligações de atrito. Foi então planeada e realizada uma campanha experimental para estudar as ligações viga-pilar de atrito submetidas a carregamentos cíclicos de corte puro. Os resultados apontaram para uma baixa capacidade de resistência lateral (inferior a 50 %) quando comparados com os provetes com ferrolhos [13]. Tendo em conta os resultados obtidos, foi projetado e testado um sistema de reforço a aplicar numa ligação de atrito (ligação que mostrou resultados mais insatisfatórios). Os resultados da ligação reforçada mostrou a importância que um sistema de reforço pode ter numa ligação de atrito, onde se obteve uma resistência lateral superior à obtida para ligações com ferrolhos na direção mais vulnerável e um controlo dos deslocamentos impostos nessa mesma direção.

## 2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

### 2.1. Objetivos e detalhe dos provetes

O estudo experimental aqui apresentado faz parte de uma campanha mais abrangente, e cujo objetivo principal é estudar a resposta de um sistema de reforço aplicado numa ligação típica de um edifício PFBA e fazer a respetiva comparação com a solução original. Duas ligações estão aqui em estudo: *i*) uma ligação apenas considerando o atrito entre viga e pilar com duas camadas de neoprene entre as faces de betão, sem nenhum conector mecânico; e *ii*) uma ligação de atrito com a solução de reforço aplicada. A solução de reforço foi concebida com base em quatro objetivos principais: *i*) configuração simples levando a um baixo custo de produção; *ii*) fácil aplicação na estrutura; *iii*) evitar grandes interrupções para não prejudicar a atividade laboral; e *iv*) introduzir um comportamento semelhante à ligação de ferrolhos no sentido mais vulnerável (direção de perda do suporte viga-pilar), comportamento esse apresentado em [13]. A solução de reforço proposta é apresentada na Fig. 1b) e consiste em quatro elementos de aço S275 unidos entre si: 2 cantoneiras de 150x150x18 mm (uma ligada

à parte inferior da viga – peça 'A' – e outra conectada ao cachorro do pilar – peça 'C'), dois varões roscados de 310 mm de comprimento com 16 mm de diâmetro e uma placa soldada às barras que faz a ligação à parte superior – peça 'B'.

Na Fig. 1 estão representados os esquemas dos provetes em estudo: o provete original com a ligação de atrito – Fig. 1a) –, e o respetivo provete reforçado – Fig. 1 c). Na Fig. 3 é apresentado o provete com as principais dimensões dos provetes.

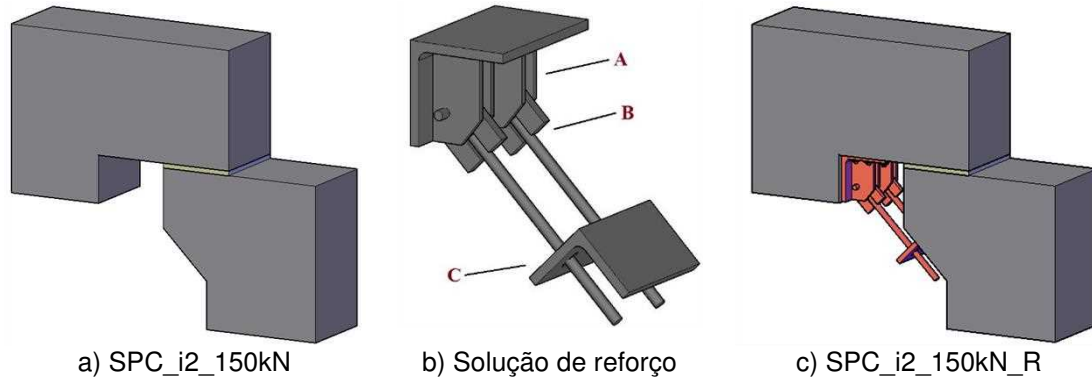


Fig. 1 – Ligações estudadas

A Tabela 1 resume as propriedades de cada provete, nomeadamente o parâmetro em estudo, o nome do provete, as placas de neoprene, a carga axial aplicada e a solução de reforço.

Tabela 1. Propriedades dos provetes

ID	Diâmetro ferrolho	Placas de neoprene	Carga axial [kN]	Solução de reforço
SPC_i2_150kN	-	2×10 mm	150	-
SPC_i2_150kN_R	-	2×10 mm	150	Sim

## 2.2. Setup e protocolo de ensaio

O *setup* de ensaio foi definido com o objetivo de fixar o pilar, a viga e os atuadores hidráulicos utilizados para realizar os ensaios experimentais, através de um pórtico de reação. A Fig. 2 mostra o *setup* experimental adotado.

Foram utilizados dois atuadores hidráulicos: um vertical para aplicar a carga axial com capacidade máxima de 200 kN com um curso de +/-100 mm, e outro atuador posicionado horizontalmente para aplicar a carga lateral com capacidade máxima de 200 kN com +/-150 mm de curso. O atuador foi posicionado com o intuito de ficar centrado horizontalmente com a ligação, assim como o atuador vertical, que foi colocado a meio do suporte (15 cm da extremidade da viga). O pilar foi fixado ao pórtico de reação através de um sistema secundário a fim de simular um pilar encastrado na base.

Através do atuador horizontal foi aplicado o carregamento cíclico controlado por deslocamento a uma velocidade constante de 0.2 mm/s. A história de deslocamento foi definida a fim de capturar a degradação da rigidez e resistência, através da repetição dos ciclos. Cada nível de deslocamento foi repetido três vezes: de 0 a 5 mm com diferença de 1 mm e de 5 a 45 mm com 5 mm de diferença entre ciclos incrementais.



A carga axial considerada no ensaio experimental foi de 150 kN ao nível da ligação, representando o peso próprio da viga e o peso próprio adicional referente à cobertura e acabamentos. A carga axial foi aplicada no início do ensaio, antes da carga horizontal. O esquema de instrumentação adotado é apresentado abaixo na Fig. 3. Oito LVDT's foram colocados na parte superior e inferior frontal da viga, outros dois na parte superior e inferior do pilar. Um LVDT adicional foi colocado ao nível da fundação para controlar a elevação/rotação da fundação

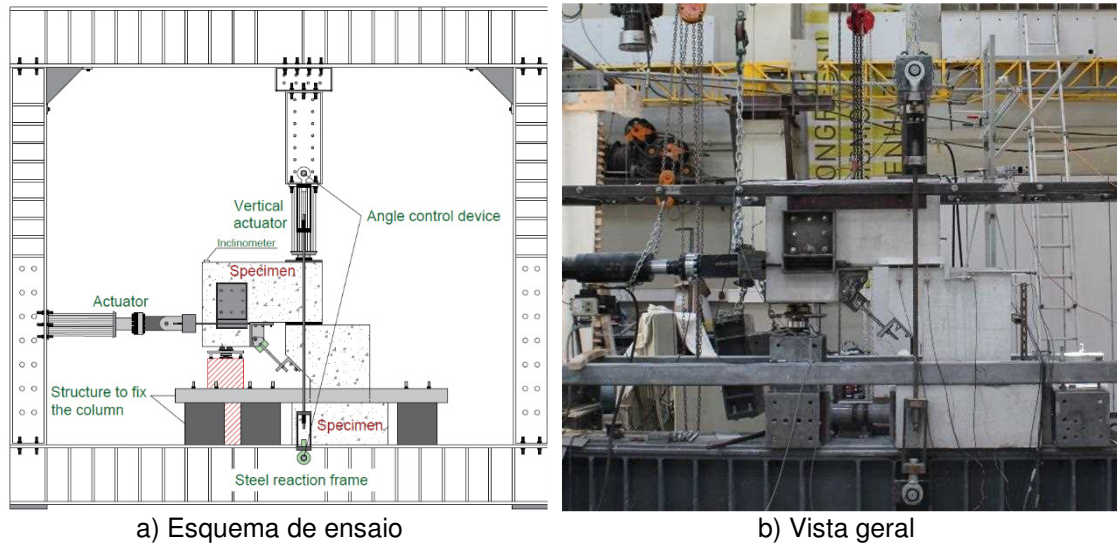


Fig. 2 – Setup de ensaio no LESE

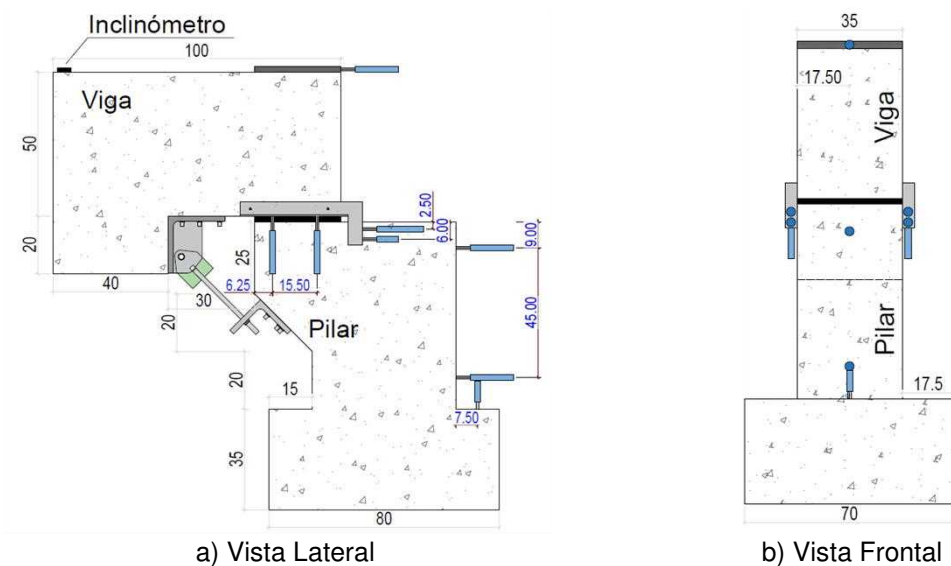


Fig. 3 – Esquema de instrumentação adotado com as dimensões gerais dos provetes (em centímetros)

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os principais resultados experimentais obtidos nesta campanha de ensaios são apresentados nesta secção, começando pela discussão das curvas histeréticas força-deslocamento dos provetes em estudo. Os danos observados em cada provete serão também apresentados e comparados entre si.

### 3.1. Curvas histeréticas força-deslocamento

As curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos provetes através dos ensaios experimentais serão analisadas. Serão apresentados dois ensaios dos provetes reforçados: SPC\_i2\_150 kN\_R1 e SPC\_i2\_150 kN\_R2. As curvas dos provetes SPC\_i2\_150 kN, SPC\_i2\_150 kN\_R1 e SPC\_i2\_150 kN\_R2 estão apresentadas na Fig. 4 a), b) e c), respetivamente. Um gráfico comparativo das envolventes das três curvas é apresentado na Fig. 4d).

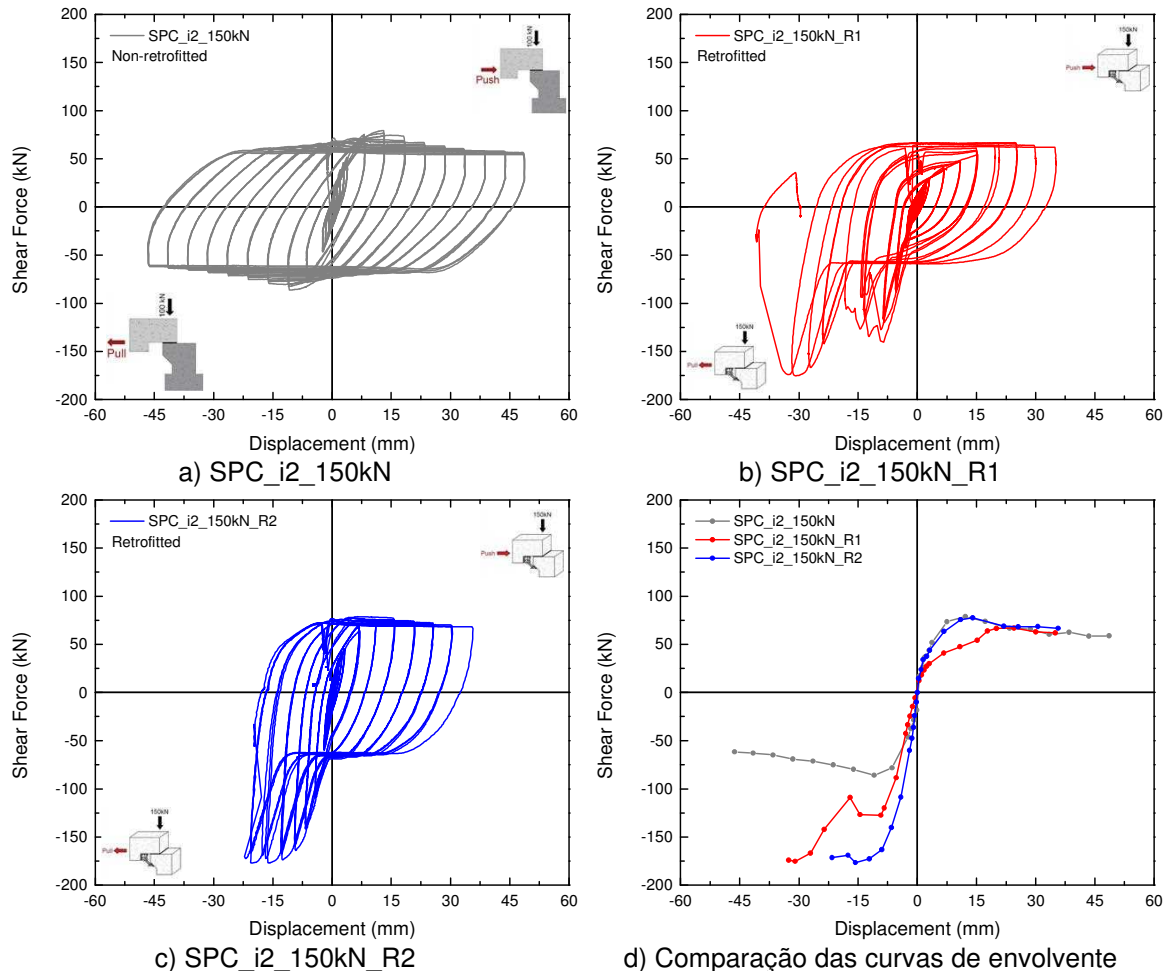


Fig. 4 – Gráficos força/deslocamento para a interface i2, e i2\_R

A análise do provete que representa a ligação de atrito (SPC\_i2\_150kN) não será detalhada aqui pois este trabalho centra-se essencialmente na ligação correspondente reforçada. (SPC\_i2\_150kN\_R). No entanto, uma descrição detalhada do comportamento da ligação de atrito pode ser consultada em [13].

A curva força-deslocamento do provete SPC\_i2\_150kN\_R1 é apresentada na Fig. 4b). Antes de aprofundar a discussão dos resultados, é importante contextualizar o que ocorreu durante este ensaio. Inicialmente, o teste exibiu um comportamento regular. Porém, para deslocamentos superiores a 10 mm no sentido de tração, observou-se que as barras não estavam fixas de forma segura às cantoneiras do sistema de reforço. Consequentemente foi tomada a decisão de interromper o teste num deslocamento de 15 mm para retificar a ligação. Após esta intervenção, o ensaio foi retomado até ocorrer a rutura das armaduras. Esta explicação pode ser graficamente examinada pela forma da curva observada na direção de tração, onde é perceptível uma diminuição na resistência de corte entre os 10 mm e 20 mm. Contudo, deve ser enfatizado que, uma vez que o objetivo deste teste era avaliar a eficácia da solução de reforço proposta para

o aumento da resistência e da capacidade de dissipação de energia, pode-se concluir que este ajuste não comprometeu o objetivo geral. Analisando a curva de histerese, fica evidente que o formato é assimétrico ao invés do que foi observado no provete SPC\_i2\_150 kN. Esta discrepância de comportamento pode ser atribuída ao papel ativo do sistema de reforço apenas para a direção de tração. Em outras palavras, a resistência aumenta significativamente apenas quando os deslocamentos são negativos, levando à rutura da barra. Por outro lado, na direção de compressão, a carga permanece relativamente constante em valores próximos a 65 kN.

Em relação aos principais parâmetros de resposta, a rigidez inicial na direção de compressão foi de 8.80 kN/mm, enquanto o pico de resistência atingiu os 66.80 kN para um deslocamento de 24.53 mm. Na direção de tração, o pico de carga registado foi de -175.39 kN para um deslocamento correspondente de 30.93 mm, que coincidiu com a ocorrência da rutura da barra.

A curva força-deslocamento para a amostra SPC\_i2\_150kN\_R2 é apresentada na Fig. 4c). Antes deste ensaio foi dada especial atenção para garantir a correta fixação das barras do sistema de reforço, visando evitar o ocorrido com o provete anterior. Mais uma vez, a assimetria é observada tanto na direção de compressão como na de tração. Na direção de compressão, semelhante ao observado no provete SPC\_i2\_150kN\_R1, a resistência de corte permanece constante em torno de 70.6 kN. Por outro lado, na direção de tração, pode-se observar um comportamento elástico linear até um deslocamento de 13 mm. A rigidez inicial do provete foi de aproximadamente 29.82 kN/mm. A resistência máxima atingiu os 78.81 kN para o deslocamento de 6.52 mm (direção de compressão) e -177.08 kN para o deslocamento de -20.43 mm (direção de tração).

As envolventes das curvas força-deslocamento são apresentadas na Fig. 4d), onde é possível observar que a rigidez inicial dos provetes SPC\_i2\_150kN\_R2 e SPC\_i2\_150kN foram 50 % e 65 % superior à SPC\_i2\_150kN\_R1. O pico de carga na direção de compressão ocorreu em torno dos mesmos deslocamentos no caso dos provetes SPC\_i2\_150kN\_R2 e SPC\_i2\_150kN (aproximadamente aos 6 mm), ao invés do observado no SPC\_i2\_150kN\_R1 (25 mm). No que diz respeito à direção de tração, a solução de reforço foi muito eficiente, pois melhorou significativamente a capacidade resistente da ligação viga-pilar.

### 3.2. Danos observados

Neste subcapítulo serão apresentados os danos dos provetes com a solução de reforço aplicada. O comportamento do provete reforçado foi consistente ao longo dos testes experimentais e pode ser descrito por duas características principais. Primeiro, não foram observados danos na viga e no pilar, indicando ausência de fissuração ou esmagamento do betão. Em segundo lugar, à medida que os deslocamentos de tração aumentaram, houve um aumento progressivo na deformação das barras até que finalmente falharam. Os principais danos nos provetes reforçados são apresentados na Fig. 5. Observou-se que após a rutura de uma das barras, a outra atingiu imediatamente a rutura devido às concentrações de tensões causadas pelo rápido incremento devido à redistribuição de tensões. A posição da rutura variou em ambas as barras, sendo que uma das ruturas ocorreu a uma zona próxima à cantoneira que liga à viga e a outra próxima à cantoneira que liga ao pilar. Do ponto de vista do conceito de projeto do reforço, esse comportamento está alinhado com as expectativas traçadas inicialmente. O reforço evitou efetivamente danos nos elementos de betão e, em vez disso, os danos concentraram-se exclusivamente nas barras de aço que ligam aos perfis de aço em forma de L (cantoneiras), servindo como dissipadores de energia. Em resumo, a técnica de reforço protegeu com sucesso os elementos de betão, ao mesmo tempo que permitiu que as barras de aço absorvessem e dissipassem energia, demonstrando assim o comportamento desejado conforme pretendido pelo conceito de projeto do reforço.

#### 4. COMENTÁRIOS FINAIS

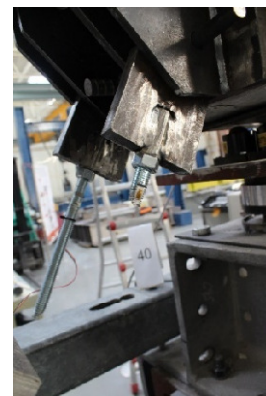
O principal objetivo desta campanha experimental foi estudar soluções de reforço para ligações viga-pilar em estruturas PFBA, habitualmente utilizadas no parque industrial português e em toda a Europa. Estas ligações têm demonstrado vulnerabilidade às ações sísmicas, provocando danos significativos nos recentes sismos. A solução de reforço proposta visa abordar esta vulnerabilidade, fornecendo uma ligação de baixo custo e fácil aplicação que aumenta a deformação e a capacidade de resistência.

Foram realizados testes cíclicos para comparar o desempenho da ligação reforçada com a configuração original, que consistia numa interface betão-neoprene. Os resultados experimentais revelaram várias descobertas importantes. Primeiramente, os provetes reforçados não apresentaram danos na viga e no pilar, indicando o sucesso da proteção dos elementos de betão armado. Em vez disso, os danos concentraram-se apenas nas barras de aço que ligam os perfis de aço em forma de L (cantoneiras), servindo como dissipadores de energia, conforme pretendido pelo conceito de projeto do reforço.

Comparando os provetes reforçados com o de referência, observou-se que a solução de reforço aumentou significativamente a rigidez e a resistência na direção de tração. As curvas de histerese exibiram assimetria devido ao papel ativo do sistema de reforço na direção de tração, resultando em cargas de corte mais altas e melhor comportamento de descarga. Em termos de degradação da rigidez, os provetes reforçados apresentaram um desempenho superior na prevenção da degradação em comparação ao provete de referência, principalmente na direção de tração.



a) Visão geral da falha das barras



b) Detalhe do suporte da barra



c) Nenhum dano encontrado na zona do cachorro



d) Detalhe da falha da barra

Fig. 5 – Danos observados nos provetes reforçados SPC\_i2\_150kN\_R1 e SPC\_i2\_150kN\_R2

No geral, os resultados experimentais validam a eficácia da ligação de reforço proposta no aumento da deformação e da capacidade de resistência das ligações viga-pilar em estruturas PFBA. Esta investigação contribuiu para o desenvolvimento de técnicas de

reforço económicas e eficientes para melhorar o desempenho sísmico das estruturas de edifícios PFBA, aumentando, em última análise, a sua resiliência e segurança em eventos sísmicos.

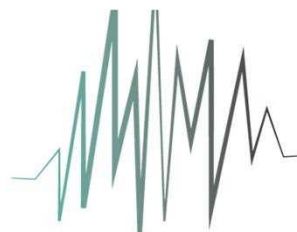
## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 – CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construção financiado por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização e por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Este trabalho contou ainda com o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação de Riscos e Sustentabilidade na Construção de Aveiro (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia nomeadamente através da bolsa de doutoramento com a referência SFRH/BD/139723/2018.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva, “Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, pp. 1–31, 2015.
- [2] G. Magliulo, M. Ercolino, M. Cimmino, V. Capozzi, and G. Manfredi, “FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 69, pp. 271–284, 2014.
- [3] V. Capozzi, G. Magliulo, and G. Manfredi, “Nonlinear Mechanical Model of Seismic Behaviour of Beam-Column Pin Connections,” 2012.
- [4] I. N. Psycharis and H. P. Mouzakis, “Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading,” *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 413–427, 2012.
- [5] I. N. Psycharis, H. P. Mouzakis, and P. G. Carydis, *Experimental Investigation of the Seismic Behaviour of Precast Structures with Pinned Beam-to-Column Connections in Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering*. 2012.
- [6] M. Fischinger, B. Zoubek, M. Kramar, and T. Isaković, “Cyclic response of dowel connections in precast structures,” *15th World Conf. Earthq. Eng.*, 2012.
- [7] B. Zoubek, T. Isakovic, Y. Fahjan, and M. Fischinger, “Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 52, pp. 179–191, 2013.
- [8] B. Zoubek, M. Fischinger, and T. Isakovic, “Estimation of the cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, 2015.
- [9] H. Rodrigues, R. Sousa, N. Batalha, H. Vitorino, H. Varum, and P. Fernandes, “Typical properties of the Portuguese precast industrial buildings,” *Adv. Civ. Eng.*, 2020.
- [10] D. Bellotti *et al.*, “Capannoni monopiano prefabbricati: distribuzione probabilistica dei sistemi e sottosistemi strutturali dagli anni sessanta ad oggi Single-storey precast buildings: probabilistic distribution of structural systems and subsystems from the sixties,” vol. 5, 2014.
- [11] S. M. Senel and A. H. Kayhan, “Fragility based damage assesment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey,” vol. 34, no. 1, pp. 39–60, 2010.
- [12] R. Sousa, N. Batalha, V. Silva, and H. Rodrigues, “Seismic fragility functions for Portuguese RC precast buildings,” *Bull. Earthq. Eng.* 2020, pp. 1–18, Nov. 2020.
- [13] N. Batalha, H. Rodrigues, A. Arêde, A. Furtado, R. Sousa, and H. Varum, “Cyclic behaviour of precast beam-to-column connections with low seismic detailing,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 1–19, Jan. 2022.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Metodologias de dimensionamento  
sísmico, códigos e normas***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **AValiação da Rotação da Corda de acordo com a 2ª Geração do Eurocódigo 8 Parte 1-1 Utilizando Análise Não Linear**

**HELDER MARANHÃO**  
Estudante de Doutoramento  
CONSTRUCT – FEUP

**HUMBERTO VARUM**  
Professor Catedrático  
CONSTRUCT – FEUP

**JOSÉ MELO**  
Investigador Doutoramento  
CONSTRUCT – FEUP

### **SUMÁRIO**

Nas últimas décadas, a engenharia sísmica evoluiu com base em pesquisas teóricas e experimentais, bem como no feedback dos projetistas. Os avanços tecnológicos dos materiais, soluções estruturais e metodologias de projeto impulsionaram a evolução de códigos sísmicos, como o Eurocódigo 8, que está atualmente em revisão. Este artigo analisa e compara a rotação da corda das vigas em duas estruturas porticadas de betão armado, regulares no plano em altura e não torsionalmente flexíveis. A comparação é feita avaliando a rotação das cordas nas extremidades das vigas por meio de análise não linear para as classes de ductilidade DC2 e DC3 e comparando com as expressões preconizadas no Eurocódigo 8 de segunda geração parte 1-1. O estudo revela uma forte correlação das rotações da corda calculadas usando o Eurocódigo 8 de segunda geração e aquelas obtidas por meio de análise não linear para as vigas.

### **ABSTRACT**

In recent decades, seismic engineering has progressed based on theoretical and experimental research, as well as feedback from designers. Technological advancements in materials, structural solutions, and design methodologies have propelled the evolution of seismic codes, such as Eurocode 8, currently undergoing revision. This article analyses and compares the chord rotation of beams in two reinforced concrete frame structures. The comparison involves evaluating the chord rotation at the ends of beams through nonlinear analysis for ductility classes DC2 and DC3 and comparing it with the expressions recommended in Eurocode 8 second-generation part 1-1. The study reveals a strong correlation in the calculated chord rotations using second generation of Eurocode 8 and those obtained through nonlinear analysis for the beams.

**PALAVRAS-CHAVE:** Rotação das cordas, Eurocódigo 8 segunda geração, Análise não-linear, Classes de ductilidade



## 1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, os avanços nas metodologias de investigação têm tido um grande impacto no domínio do projeto de estruturas. Este progresso engloba formulações teóricas bem como investigações experimentais e numéricas.

A colaboração entre investigadores e profissionais de engenharia tem sido fundamental para estes esforços, levando à introdução de novas soluções estruturais inovadoras e à evolução das abordagens de projeto estrutural.

Simultaneamente, avaliar os efeitos dos recentes eventos sísmicos em estruturas existentes é de suma importância, oferecendo valiosas perspetivas sobre o seu comportamento e a identificação de potenciais riscos. Esta compreensão orienta subsequentemente a formulação de estratégias para a conceção de estruturas sísmo-resistentes.

Esta evolução contínua tem exigido a revisão dos Eurocódigos, com um foco particular no Eurocódigo 8, levando à necessidade de desenvolver a sua segunda geração. Posto isto, é crucial comparar valores e restrições associados a diversos parâmetros, particularmente nas secções dedicadas ao projeto de edifícios em betão armado. O objetivo deste estudo é comparar a rotação da corda em cedência ( $\theta_y$ ) e a capacidade de rotação da corda em fase plástica ( $\theta_u^{pl}$ ) preconizadas na (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) com a rotação da corda em cedência ( $\theta_{y,NL}$ ) e a capacidade de rotação da corda em fase plástica ( $\theta_{u,NL}^{pl}$ ) estimadas através análise não linear.

Conforme (prEN 1998-1-2:2023 [2]), é necessário garantir uma ductilidade suficiente para a dissipação de energia sísmica em todas as regiões críticas dos elementos estruturais. Para atingir esse objetivo, o produto do coeficiente de ductilidade de deslocamento global, calculado como o produto dos componentes do coeficiente de comportamento  $q_R$  e  $q_D$ , e a rotação da corda em cedência ( $\theta_y$ ) de cada extremidade dos membros (pilar, vigas e paredes) não deve exceder a rotação da corda para o Estado Limite de Danos Severos ( $\theta_{SD}$ ).

Para a verificação de Estado Limite de Danos Severos (SD), a resistência dos mecanismos dúcteis deve ser considerada conforme expressão (1), conforme definido em (FprEN 1998-1-1:2024 [1]):

$$\theta_{SD} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u^{pl}) \quad (1)$$

Note-se que SD vem da terminologia Anglo-Saxónica “Significant Damage”.

O parâmetro  $\alpha_{SD,\theta}$  é a porção capacidade de rotação da corda em fase plástica  $\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y$  que corresponde à obtenção do estado limite (SD), e  $\gamma_{Rd}$  é o coeficiente parcial na resistência para esse estado limite. Para fornecer uma representação visual da rotação da corda nas estruturas, a Fig. 1 mostra o diagrama vetorial da rotação da corda nas extremidades esquerda ( $\theta_a$ ) e direita ( $\theta_b$ ) das vigas.

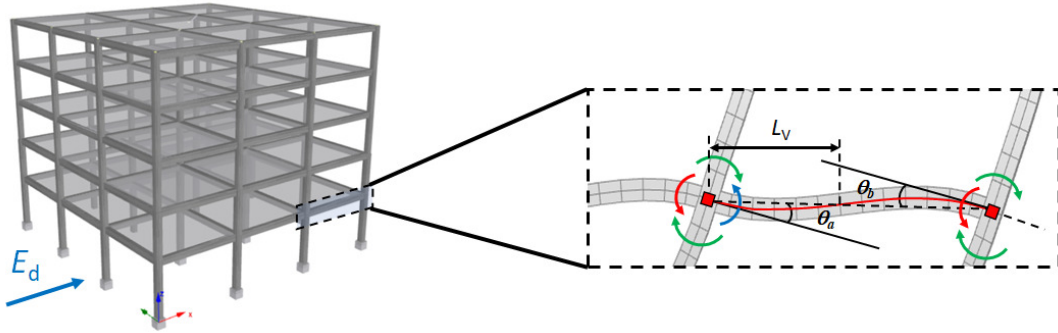


Fig. 1 – Representação esquemática da rotação da corda na viga (adaptado de Maranhão et. al. [3])

A rotação da corda em cedência ( $\theta_y$ ), para vigas e pilares retangulares, pode ser avaliada de acordo com a expressão (2) conforme proposto na norma (FprEN 1998-1-1:2024 [1]):

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + a_l}{3} + \frac{\phi_y \cdot d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} + 0,0019 \cdot \left(1 + \frac{h}{1,6 \cdot L_V}\right) \quad (2)$$

O parâmetro  $\phi_y$  é a curvatura no ponto de cedência nas extremidades das vigas. O parâmetro ( $a_l$ ) é a distância de translação do diagrama de momentos fletores definido (EN 1992-1-1:2001 [4]), sendo a mesma preconizada pela (EN 1992-1-1:2004 [5]). Os parâmetros ( $d_{bL}$ ) e  $h$  representa o diâmetro dos varões de armadura longitudinal e a altura da secção, respetivamente; ( $L_V = M/V$ ) é definido como vão de corte. Os parâmetros  $f_y$  e  $f_c$  são os valores médios da resistência de tração do aço e de compressão do betão aos 28 dias, respetivamente. De acordo com a (FprEN 1998-1-1:2024 [1]), a capacidade de rotação da corda em fase plástica é definida de acordo com a equação (3):

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \cdot \kappa_{axial} \cdot \kappa_{reinf} \cdot \kappa_{concrete} \cdot \kappa_{shearspan} \cdot \kappa_{confinement} \cdot \theta_{u0}^{pl} \quad (3)$$

Onde  $\theta_{u0}^{pl}$  é o valor básico da capacidade rotação da corda em fase plástica de um elemento, que toma o valor de 0,039 rad, se o elemento for uma viga ou um pilar com uma secção composta por partes retangulares. O coeficiente de conformidade  $\kappa_{conform}$  é um coeficiente de correção conforme seja DC1, DC2 ou DC3;  $\kappa_{axial}$  é o coeficiente de correção para uma força axial diferente de zero;  $\kappa_{reinf}$  é o coeficiente de correção para armadura assimétrica;  $\kappa_{concrete}$  é o coeficiente de correção para resistência do betão diferente de 25 MPa;  $\kappa_{shearspan}$  é o coeficiente de correção do vão de corte ( $L_V$ ), e  $\kappa_{confinement}$  é o coeficiente de correção tendo em consideração o confinamento do betão devido a armaduras transversais.

## 2. OBJECTO DE ANÁLISE

Para realizar este estudo, foi feita uma seleção de quatro estruturas porticadas tridimensionais em betão armado. Estas estruturas foram projetadas em estrita conformidade com os padrões delineados em (FprEN 1998-1-1:2024 [1]), (prEN 1998-1-2:2023 [2]) e (EN 1992-1-1:2004 [5]). Adicionalmente, os espectros de resposta de projeto foram obtidos de acordo com a (EN 1998-1:2004 [6]) para estabelecer uma base de dados abrangente para análise de vigas. As estruturas incluídas neste estudo

consistem em dois edifícios de cinco pisos, regulares no plano em altura e não torsionalmente flexíveis, projetados para as classes de ductilidade DC2 e DC3, conforme ilustrado na Fig. 2.

O sistema estrutural dos edifícios é composto por uma série de pórticos espaçados de 6,0 m. A altura entre pisos é de 3,0 m, exceto para o primeiro piso, que é de 4,0 m. A espessura das lajes maciças é de 15,0 cm para cada piso. Os parâmetros sísmicos de cada edifício estão resumidos na Tabela 1.

Os edifícios foram dimensionados com betão C30/37 e aço B500.

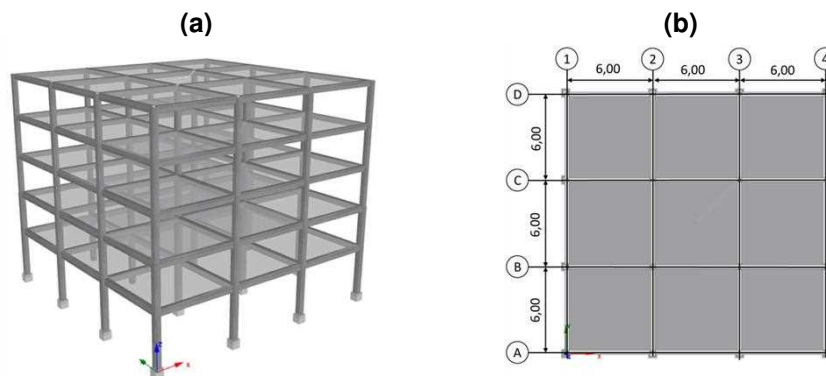


Fig. 2 – Modelo utilizado na análise

Tabela 1 - Parâmetros sísmicos das estruturas em análise

Estrutura	Classe de ductilidade	Número de pisos	Altura total (m)	$T_1$ (s)	$S_d(T_1)$ ( $m/s^2$ )	$V_b$ (kN)	$d_{e,topo}$ (m)
DC2-0,5g	DC2	5	16	1,43	0,69	866,51	0,051
DC3-0,5g	DC3			1,49	0,43	532,37	0,033

### 3. METODOLOGIA DE ANÁLISE

Conforme mencionado anteriormente, este estudo tem como propósito os seguintes objetivos:

- Comparar a rotação da corda no ponto de cedência ( $\theta_y$ ) calculada através (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) com a rotação da corda no ponto de cedência ( $\theta_{y,NL}$ ) obtida através de análise não-linear
- Comparar a capacidade rotação da corda em fase plástica ( $\theta_u^{pl}$ ) e a capacidade rotação da corda em fase plástica ( $\theta_{u,NL}^{pl}$ ), obtida por meio de análise não linear.

Para calcular esses dois últimos parâmetros, foram empregados modelos não lineares de elementos finitos.

#### 3.1. Análise não linear adotada - Pushover adaptativo

A análise não linear realizada é conhecida como análise *pushover* adaptativo, utilizando o software de elementos finitos SeismoStruct da (Seismosoft [7]). De acordo com a

Seisimosoft [7], neste tipo de análise, as cargas são aplicadas à estrutura de maneira semelhante à análise *pushover* convencional.

No caso da análise de *pushover* adaptativo baseada em forças, é importante distribuir adequadamente a massa nos nós onde as forças incrementais serão aplicadas, garantindo que essas mesmas forças possam ser determinadas com precisão.

O termo “adaptativo” refere-se à capacidade do método de ajustar seus parâmetros ou critérios de análise conforme necessário, com base nas mudanças nas condições. Isso pode incluir a capacidade de lidar com variações das forças aplicadas, redistribuição de esforços, deformações não lineares, entre outros.

Os procedimentos de controlo de força adaptativa e/ou controlo de resposta adaptativa são empregados em vez das “fases” de controlo de força e/ou controlo de resposta de um Pushover convencional, conforme referido pela (Seisimosoft [7]).

### 3.2. Definição dos modelos não lineares de elementos finitos

Os modelos não lineares foram desenvolvidos usando o SeismoStruct (Seisimosoft [7]), como mostrado na Fig. 3. A análise, por meio da abordagem de formulação de plasticidade distribuída, é realizada combinando 5 seções de integração por elemento com 150 fibras em cada seção de integração.

Na formulação de plasticidade distribuída, as seções de integração estão localizadas ao longo dos pilares e vigas, conforme ilustrado na Figura 3.

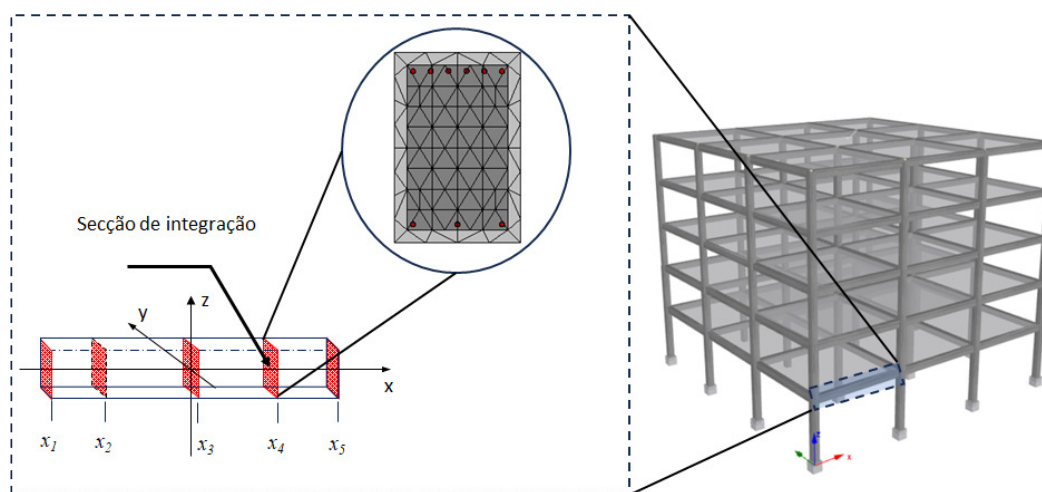


Fig. 3 – Modelo utilizado na análise não linear

A plasticidade distribuída nos elementos usando a abordagem baseada em força foi implementada de acordo com a formulação de (Neuenhofer e Filippou [8]). Num elemento baseado em força, o equilíbrio é estritamente satisfeito, e nenhuma restrição é colocada no desenvolvimento de deformações inelásticas ao longo do membro. Por razões de precisão, foi implementada a quadratura Gauss-Lobatto, uma vez que os modelos numéricos analisados são definidos como baseados em força, conforme referido por (Maranhão et al. [9]).

### 3.3. Leis Constitutivas dos Materiais

Para a análise não linear, foram considerados os seguintes modelos constitutivos para os seguintes materiais.

#### 3.3.1. Modelo constitutivo do betão

Para o betão, a relação constitutiva proposta por (Mander et al [10]) é um modelo constante de confinamento uniaxial não linear representada na Fig. 4(a). Os efeitos de confinamento fornecidos pelo confinamento lateral transversal são incorporados, sendo assumida uma pressão de confinamento constante em toda a faixa tensão-deformação. A resistência à compressão do betão considerada na análise é a resistência média, que, no caso de um betão C30/37, toma o valor de  $f_{cm}=38$  MPa, e sua lei constitutiva é representada na Fig. 4(b).

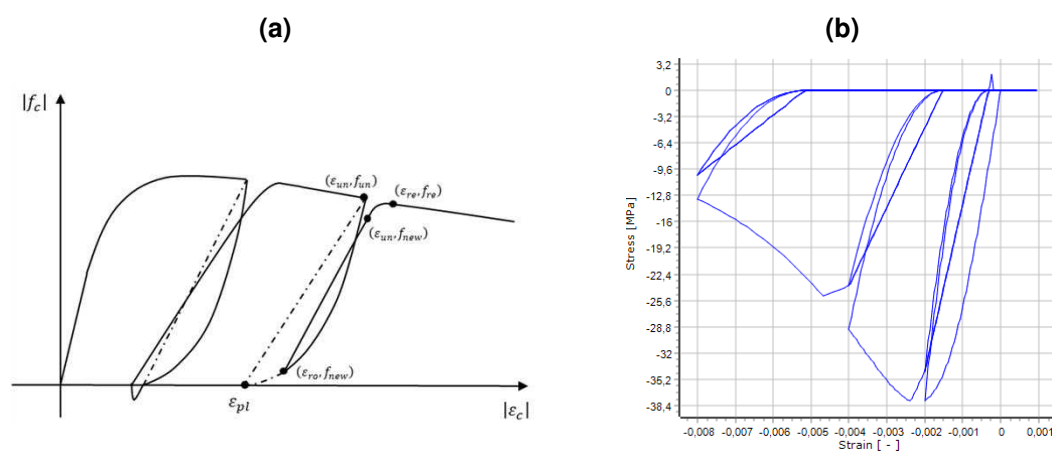


Fig. 4 – Lei constitutiva do betão (a)Proposto por (Mander et al [10]) (b) Modelo utilizado na análise

De acordo com (Mander et al [10]), o modelo permite a aplicação de uma carga cíclica incluindo a deformação acumulada ao longo da aplicação dessa mesma carga. A influência de vários tipos de confinamento é considerada ao definir uma tensão confinamento lateral eficaz, que depende da configuração das armaduras transversais e longitudinais.

#### 3.3.2. Aço da armadura

A lei constitutiva para o aço utilizada na presente análise é a proposta por (Menegotto e Pinto [11]), combinada com as regras de endurecimento isotrópico propostas por (Taucer et al. [12], como ilustrado na Fig. 5(a). O modelo uniaxial de aço reproduz com boa aproximação o comportamento para diferentes tipos de aço. A constante  $b$  define a inclinação da linha de endurecimento. O expoente  $R$ , que varia após cada inversão, afeta a curvatura do diagrama, representando assim efeito de Bauschinger (Menegotto e Pinto [11]). A Fig. 5(b) mostra a curva tensão-deformação do aço utilizada na modelação não-linear na presente análise.

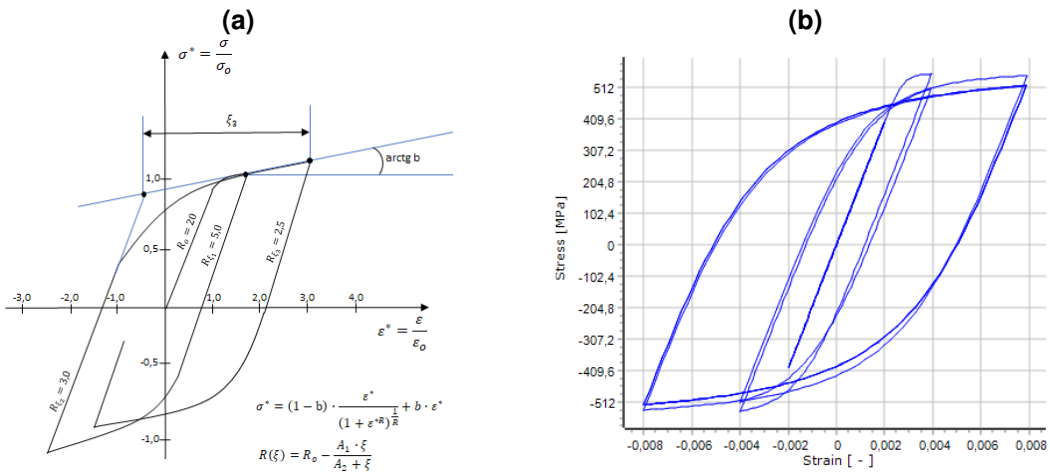


Fig. 5 – Lei constitutiva do aço (a)Proposta por (Menegotto e Pinto [11]) (b) Modelo utilizado na análise

A tensão resistente de cedência considerada na presente análise é a tensão de resistente de cedência média para o aço B500, e toma o valor médio de  $f_{ym}=555$  MPa.

### 3.4. Critérios de cálculo dos parâmetros da rotação da corda por análise não linear

Os parâmetros em análise como rotação da corda em cedência ( $\theta_{y,NL}$ ) de cedência, a capacidade última de rotação ( $\theta_u$ ) e capacidade de rotação da corda em fase plástica ( $\theta_{u,pl}$ ), obtidos através de análise não-linear, foram estimados através da metodologia proposta por (FprEN 1998-1-1:2024 [1]). A rotação da corda no ponto de cedência ( $\theta_{y,NL}$ ) foi determinada correspondendo à obtenção de uma resistência de cedência efetiva,  $M_y^*$ ; estando relacionada à rigidez elástica,  $K_e$ , conforme delineado na (FprEN 1998-1-1:2024 [1]).

A capacidade última de rotação da corda ( $\theta_{u,NL}$ ) é definida como a rotação na qual a resistência à rotação (momento fletor resistente) diminui em 20% em relação à resistência máxima ( $M_{max}$ ), como ilustrado na Fig. 6(a).

Nos casos em que não houve queda na resistência lateral, ( $\theta_{u,NL}$ ) é definida o ponto onde a resistência à rotação (momento fletor) atinge sua capacidade máxima ( $M_{max}$ ), conforme representado na Fig. 6(b).

O cálculo da capacidade de rotação da corda em fase plástica ( $\theta_{u,NL}^{pl}$ ) é calculado como sendo a diferença entre a capacidade última da rotação última ( $\theta_{u,NL}$ ) e a rotação da corda no ponto de cedência ( $\theta_{y,NL}$ ), conforme definido pela expressão (4).

$$\theta_{u,NL}^{pl} = \theta_{u,NL} - \theta_{y,NL} \tag{4}$$

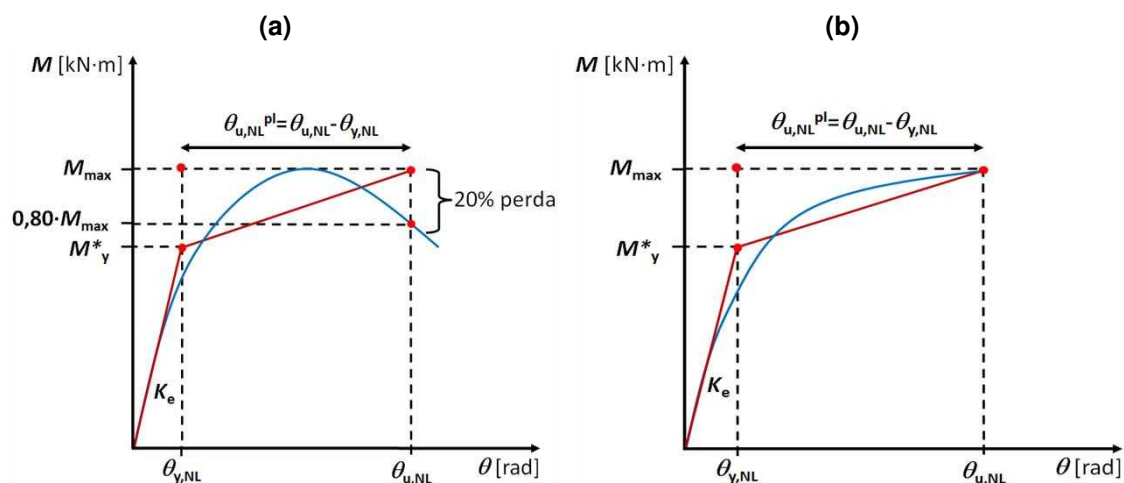


Fig. 6 – Idealização bilinear das respostas dos elementos (a) com e (b) sem perda na resistência lateral após atingir a resistência máxima.

#### 4. RESULTADOS E CONCLUSÕES

Os gráficos a seguir mostram a comparação entre a rotação da corda no ponto de cedência ( $\theta_y$ ) e a parte plástica do valor de capacidade última da rotação corda ( $\theta_u^{pl}$ ) preconizadas pelo (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) com a rotação da corda no ponto de cedência ( $\theta_{y,NL}$ ) e a capacidade rotação da corda em fase plástica ( $\theta_{u,NL}^{pl}$ ) avaliadas por análise não linear para as vigas.

É importante notar que o conjunto de dados neste artigo é relativamente limitado. Para obter resultados mais precisos, o universo de dados deve ser expandido. O primeiro autor está atualmente a construir um conjunto de dados significativamente mais amplo, abrangendo vários tipos de edifícios.

Em relação à rotação da corda das vigas, conforme ilustrado na Fig. 7(a) e (b), podemos tirar as seguintes conclusões:

A dispersão dos pontos para os componentes da rotação das cordas, calculados de acordo com as expressões (2) e (3) preconizadas pelo (FprEN 1998-1-1:2024 [1]), e os componentes de rotação da corda estimadas através de análise não-linear devem-se hipoteticamente a várias razões:

- Simplificações e suposições: As expressões (2) e (3) são expressões analíticas simplificadas. Por outro lado, a análise não linear tende a considerar aspetos mais complexos e realistas da estrutura, levando a diferenças nos resultados.
- Precisão na modelação: A análise não-linear envolve uma modelação mais detalhada e precisa da estrutura, considerando fatores como a não linearidade do material, não linearidades geométricas e condições de fronteira. As expressões analíticas (2) e (3) podem negligenciar certas complexidades, resultando em disparidades nos resultados.
- Métodos numéricos: A análise não-linear frequentemente emprega métodos numéricos para resolver as equações não lineares que regem a resposta estrutural. A equação analítica pode não considerar todas as complexidades capturadas por esses métodos numéricos.
- Efeitos dinâmicos: A análise não-linear pode também considerar efeitos dinâmicos, como participação de massa e amortecimento que podem influenciar os resultados.

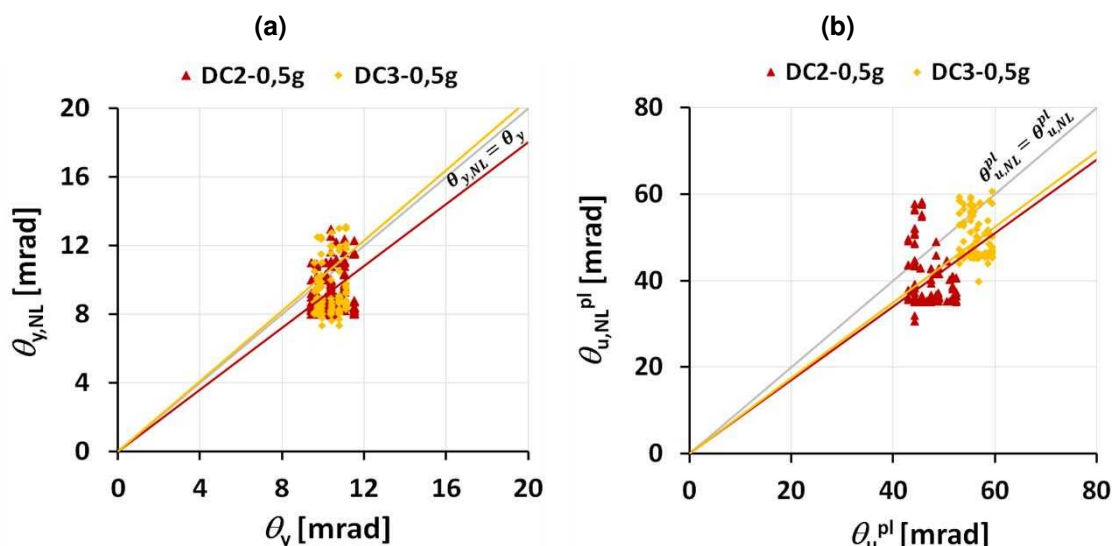


Fig. 7 –Rotação das cordas (a)  $\theta_y$  vs.  $\theta_{y,NL}$ (b)  $\theta_{u,pl}$  vs.  $\theta_{u,NL^{pl}}$

Relativamente aos pares de valores ( $\theta_y$ ;  $\theta_{y,NL}$ ) da Fig. 7 (a) e ( $\theta_{u,pl}$ ;  $\theta_{u,NL^{pl}}$ ) da Fig. 7 (b), foi utilizado um teste-*t* para amostras emparelhadas. O teste-*t* no contexto da correlação é utilizado para determinar se o coeficiente de correlação calculado a partir da amostra é significativamente diferente de zero, sugerindo se existe uma relação linear significativa entre os pares de variáveis em análise. No que diz respeito ao conjunto de dados de rotações de cordas da viga, conforme ilustrado na Fig. 7, podemos tirar as seguintes conclusões:

- O conjunto de dados da Fig. 7(a), para DC2-S5-0,5g e DC3-S5-0,5g, com um valor de *p* inferior a 0,01, sugerindo que o coeficiente de correlação é estatisticamente significativo ao nível de significância de 1,0%. Conclui-se então que existe uma correlação considerável entre  $\theta_y$  e  $\theta_{y,NL}$ .
- Ao comparar, como os pontos estão distribuídos em relação à linha de 45 graus  $\theta_y = \theta_{y,NL}$ , as linhas de tendência mostram que, para DC2-0,5g, a diferença é de cerca de 13%, e 7% para DC3-0,5g. Os conjuntos de dados têm seus pontos agrupados moderadamente em torno da linha de 45 graus sugerindo uma relação linear moderada próxima ao ideal.
- Relativamente ao conjunto de dados da Fig. 7(b), para DC2-S5-0,5g e DC3-S5-0,5g, verifica-se também um valor de *p* inferior a 0,01, sugerindo que o coeficiente de correlação é estatisticamente significativo ao nível de significância de 1,0%. Verifica-se então que existe uma correlação considerável entre  $\theta_y$  e  $\theta_{y,NL}$ .
- Ao comparar os pontos ilustrados na Fig. 7(b), observou-se que as linhas de tendência de DC2-0,5g e DC3-0,5g diferem cerca de 18% e 16% respetivamente, em relação ao declive da recta a 45 graus ( $\theta_{u,pl} = \theta_{u,NL^{pl}}$ ). Os conjuntos de dados têm seus pontos agrupados em torno da linha de 45 graus; sugerem uma relação linear moderadamente próxima ao ideal.
- Pode-se observar que DC3-5-0,5g tem uma tendência linear do par ( $\theta_{u,pl}$ ;  $\theta_{u,NL^{pl}}$ ) o DC2-0,5g. Portanto, é razoável afirmar que DC3-0,5g é mais dúctil do que DC2-0,5g com base nos dados ilustrados na Fig. 7(b).

Em resumo, comparando rotação da corda na cedência ( $\theta_y$ ) e a capacidade rotação da corda em fase plástica ( $\theta_{u,pl}$ ) obtidas a através das expressões (2) e (3) preconizadas pelo (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) e os seus homólogos ( $\theta_{y,NL}$ ) e ( $\theta_{u,NL^{pl}}$ ) obtidos por análise não linear, conclui-se para DC2-0,5g e DC3-0,5g, ambos os conjuntos de dados apresentam uma moderada relação linear entre estes parâmetros. DC3-0,5g mostra



uma correlação ligeiramente mais forte e menor dispersão em comparação com DC2-0,5g.

Com base na análise, DC3-5-0,5g demonstra tendência linear do par  $(\theta_u^{pl}; \theta_{u,NL}^{pl})$  mais elevada com DC2-5-0,5g. Isso sugere que DC3-5-0,5g possui uma ductilidade mais elevada, corroborando com as provisões de cálculo e detalhe do EN 1998-1-2:2023 [2].

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] FprEN 1998-1-1, *Eurocode 8: — Design of structures for earthquake resistance — Part 1-1: General rules and seismic action*, vol. N 1283. Brussels: CEN/TC 250/SC 8, 2024.
- [2] prEN 1998-1-2, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings*, vol. N 3493. Brussels: CEN/TC250/SC8, 2023.
- [3] H. Maranhão, H. Varum, J. Melo, and A. Correia, 'Comparative analysis of the impact of design and detailing provisions for RC moment resisting frames under the first- and second-generation of Eurocode 8', *Eng. Struct.*, 2023, doi: (Not yet published).
- [4] prEN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures*, vol. N 1896. Brussels: CEN/TC 250/SC 2 N 1896, 2021.
- [5] EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization, 2004.
- [6] EN 1998-1, Brussels: CEN-European Committee for Standardization, 2004.
- [7] Seismosoft, 'SeismoStruct 2022 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures'. Seismosoft, 2022. [Online]. Available: <https://seismosoft.com/>
- [8] A. Neuenhofer and F. C. Filippou, 'Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models', *J. Struct. Eng.*, 1997, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:7(958).
- [9] H. Maranhão, H. Varum, and M. Pimentel, 'Nonlinear finite element model calibration of a reinforced concrete column with distributed plasticity', *UPorto J. Eng.*, vol. 7, no. 3, 2021, doi: 10.24840/2183-6493\_007.003\_0010.
- [10] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, 'Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete', *ASCE J. Struct. Eng.*, 1988, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [11] M. Menegotto and P. E. Pinto, 'Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending', in *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads*, 1973, pp. 15–22. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-13741>.
- [12] F. F. Taucer, E. Spacone, and F. C. Filippou, 'A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures', *UcbEerc-9117*, 1991.

## **AValiação DO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS SEGUNDO A NOVA VERSÃO DO EUROcÓDIGO 8**

**JOSÉ FONTÃO CARVALHO**  
Investigador  
CONSTRUCT, FEUP

**VITOR MONTEIRO**  
Investigador  
CONSTRUCT, FEUP

**TIAGO RIBEIRO**  
Engenheiro Civil  
TAL PROJECTO

**LUÍS MACEDO**  
Professor Doutor  
CONSTRUCT, FEUP

**JOSÉ MIGUEL CASTRO**  
Professor Doutor  
CONSTRUCT, FEUP

### **SUMÁRIO**

A nova versão do Eurocódigo 8 [1-2] está neste momento numa fase muito avançada da sua redação sendo possível identificar alterações significativas em relação à versão atual, entre as quais se incluem regras para novos sistemas construtivos e um critério melhorado do controlo dos efeitos de segunda ordem. No entanto, a diferença mais notória está relacionada com a definição das classes de ductilidade. O foco principal deste estudo é avaliar as consequências da implementação do novo Eurocódigo 8 no dimensionamento de estruturas metálicas. Para se alcançar este objetivo são aplicadas a nova e a atual versão do Eurocódigo 8 [3] no dimensionamento de um edifício metálico corrente. O desempenho sísmico das soluções obtidas é avaliado com recurso a análises dinâmicas em regime não-linear. Os resultados do estudo indicam que a nova versão do Eurocódigo 8 conduz a estruturas metálicas mais leves, sem que isso acarrete um impacto relevante no comportamento sísmico dos edifícios.

### **ABSTRACT**

This paper focuses on the assessment of the latest draft of Eurocode 8 [1-2] and its implications for the seismic design of steel buildings. The code has undergone significant changes, expanding its scope to encompass a wider array of steel systems and incorporating improved criteria for the control of second-order effects. However, a notable shift is observed in the conceptual framework concerning the definition of ductility classes. The primary aim of this research is to examine the practical consequences of implementing the new Eurocode 8 [1-2] in the context of steel building design. To achieve this objective, the research involves the application of both the new and the existing Eurocode 8 [3] versions to the seismic design of a typical steel building. The seismic performance is subsequently evaluated through nonlinear response-history analysis. The main finding of this study is that the adoption of the latest Eurocode 8 edition results in structurally lighter solutions for steel buildings without any relevant impact in the seismic performance of the buildings.

**PALAVRAS-CHAVE:** Eurocódigo 8; Dimensionamento Sísmico; Estruturas Metálicas; MRF; Desempenho Sísmico

## 1. INTRODUÇÃO

A presente versão do NP EN 1998-1:2010 [3] é a base de dimensionamento atualmente utilizada na Europa. Esta norma foi formalmente aprovada em 2004 e, desde então, tem passado por alterações pontuais para pequenas correções. No entanto, com os avanços científicos, algumas das formulações assumidas por esses documentos tornam-se obsoletas e necessitam de uma revisão geral.

Encontra-se, no momento da escrita, na fase da votação formal as novas versões dos Eurocódigos, não sendo esta revisão limitada à análise e avaliação sísmica. Na parte 8 do Eurocódigo [1-2], especializada no dimensionamento estrutural de edifícios resistentes a sismos, observam-se alterações significativas nas verificações que necessitam ser efetuadas nos edifícios.

As alterações efetuadas no código terão impacto na forma como os edifícios são dimensionados e nos resultados obtidos, uma vez que os rascunhos são recentes e ainda não estão disponíveis para o público em geral. Portanto, ainda não existe um conjunto de edifícios que seja possível avaliar para entender o impacto da mudança. Existe, portanto, a necessidade de criar um conjunto de estruturas idênticas em *layout*, mas seguindo os passos de ambas as versões, para estabelecer bases de comparação.

Deste modo, inicia-se fazendo uma visão geral das alterações que tiveram impacto no dimensionamento, abordando aspectos gerais e dando ênfase às estruturas metálicas do estilo *Moment Resisting Frames* (MRF). Isso inclui uma análise dos efeitos de segunda ordem, deslocamento do edifício e a ductilidade local e global, para a análise promenorizada dos parâmetros da norma atual é tido em referência [4-5].

É também elaborada uma base de dados com estruturas dimensionadas com base na última versão do Eurocódigo 8, tendo em conta as ações sísmicas calculadas pela versão atual, devido à falta de anexos nacionais. Isso é realizado por meio de scripts em Python, que permitem a elaboração dessas estruturas de forma mais eficiente.

São comparadas as propriedades da estrutura que podem ser obtidas em análises lineares, como o peso da estrutura, algo que impactará diretamente o setor da construção devido ao seu impacto no custo global da obra. Além disso, são analisados os deslocamentos máximos para a avaliação de estados limites de serviço (SLS) e o parâmetro de avaliação dos efeitos de segunda ordem.

Por fim, é elaborada uma conclusão na qual são extraídas considerações sobre se o novo código traz vantagens aos projetistas, se permite a redução do peso das estruturas mantendo a segurança estrutural e outros impactos relevantes.

## 2. ALTERAÇÕES REGULAMENTARES

A nova versão do Eurocódigo 8 [1], que se encontra atualmente na fase de votação formal, já apresenta alterações significativas em relação ao seu antecessor [3]. Dentro dessas alterações, destaca-se aquela que modifica a definição das classes de ductilidade para DC1 em baixa ductilidade, DC2 para média ductilidade e DC3 para alta ductilidade. Dessas, pode-se estabelecer uma correlação direta com as existentes DCL, DCM e DCH.

A metodologia de cálculo das ações sísmicas permanece semelhante; no entanto, o traçado do espectro de resposta sofre alterações. Devido à falta de Anexos Nacionais, sendo, o seu uso ainda limitado. Os espectros passam a ser compostos por uma única curva que engloba duas acelerações,  $S_{\alpha,475}$  e  $S_{\beta,475}$ . Além disso, em adição a todos os

parâmetros considerados na versão atual, é adicionado um parâmetro da irregularidade topográfica.

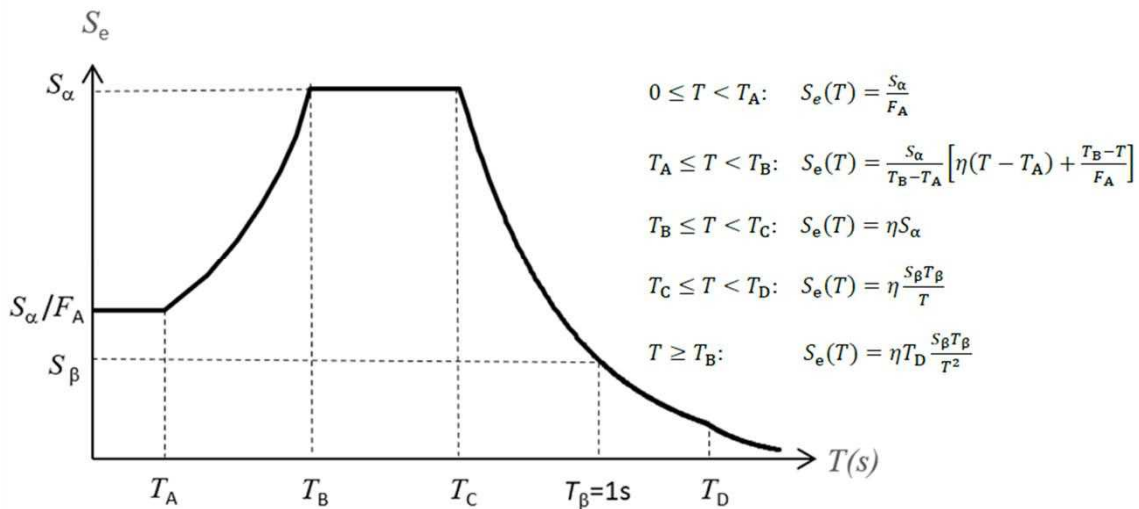


Fig. 1- Espectro de resposta elástico e equações representativas [1]

Onde  $S_\alpha$  é o produto do  $S_{\alpha,475}$ , ou outro tempo de retorno, com os fatores  $F_T$  de irregularidade topográfica e  $F_\alpha$  fator de amplificação para períodos baixos.  $S_\beta$  é o produto do  $S_{\beta,475}$  com o fator  $F_T$  e  $F_\beta$  fator de amplificação para períodos intermédios.  $F_A$  é o ratio do  $S_\alpha$  com a aceleração de período zero definida pelo Anexo Nacional e  $\eta$  o fator corretivo do amortecimento.

## 2.1. Verificações Gerais dos Membros Estruturais

Na segunda parte do novo Eurocódigo 8 [2], são apresentadas as regras e verificações a seguir para garantir um bom desempenho sísmico dos edifícios. Este documento abrange uma variedade de métodos construtivos, bem como extensas seções de verificações para as metodologias mais convencionais, representando um upgrade em relação à versão atual.

No entanto, independentemente do tipo de edifício, a validação de alguns parâmetros chave é sempre necessária, como o controle de efeitos de segunda ordem (P- $\Delta$ ). Na versão atual, em muitos casos, esse fator é limitante devido ao seu alto conservadorismo na quantificação desse parâmetro.

A versão atual do Eurocódigo [3] realiza o cálculo com base na *Equal Displacement Rule*, que afirma que o deslocamento linear-elástico é igual ao deslocamento inelástico. As investigações fundamentadas nessa regra são principalmente em estruturas *Single Degree Of Freedom* (SDOF), para as quais obtêm resultados coerentes com a regra.

No entanto, os edifícios convencionais não exibem esse tipo de comportamento [6], e essa regra é considerada conservadora. Na nova versão do EC8, é realizada a seguinte correção para compensar e obter valores mais realistas.

$$\theta = (P_{tot} * d_{r,SD}) / (q_R * q_S * V_{tot} * h_s) \quad (1)$$

Onde  $P_{tot}$  é o carregamento gravítico do piso em avaliação e dos pisos acima. O  $d_{r,SD}$  é o deslocamento relativo entre pisos multiplicado pelo coeficiente de comportamento  $q$ , enquanto  $q_r$  e  $q_s$  são coeficientes parciais que dependem do tipo de estrutura.  $V_{tot}$  representa o carregamento lateral do sismo do piso em questão e dos pisos superiores, e  $h_s$  é a altura entre pisos.

Nesta fórmula, em comparação com a sua antecessora, ocorre uma redução do coeficiente de comportamento pelos fatores  $q_r$  e  $q_s$ , ajustando os deslocamentos ao tipo de estrutura e corrigindo a regra base. Assim como na versão atual, segue a mesma regra de poderem ser ignorados caso  $\theta < 0.1$ . No caso de  $0.1 < \theta < 0.2$ , as ações sísmicas são aumentadas em  $1/(1-\theta)$ . Se  $0.2 < \theta < 0.3$ , é necessário o uso de métodos de caracterização mais precisos, e nunca  $\theta$  deverá exceder o valor de 0.3.

Outra verificação que também é crucial ser feita é evitar os modos de rotura frágil no edifício, por outras palavras garantir que não há formação de rotulas plásticas em pilares, somente em elementos dissipadores. Para tal ambas as versões dão a seguinte expressão (2):

$$\sum M_{RC} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (2)$$

Onde  $M_{RC}$  é o momento resistente dos pilares e  $M_{Rb}$  é o momento resistente das vigas. Assim é garantido que as vigas têm uma resistência inferior aos pilares e plastificam antes, provocando modos de rotura dúcteis e resultando na redistribuição das cargas. A verificação é considerada como base; no entanto, as seções específicas do código para diferentes tipos de estruturas podem ter verificações adicionais.

## 2.2. Alterações em Estruturas Metálicas

Assim como na versão atual do código, este é dividido em tipos de construção diferentes, nos quais são especificados os parâmetros a serem usados e qualquer tipo de informação adicional que necessite ser transferida ao projetista. Portanto, serão avaliadas as partes respetivas para as estruturas metálicas contidas no prEN 1998-1-2:2022 - Secção 11 [2].

Das alterações mais notórias, destaca-se a quantificação do coeficiente de comportamento "q", que na versão anterior utilizava um valor base definido pelo código e era multiplicado pela relação entre o valor para o qual ocorre a instabilidade global ( $\alpha_u$ ) e o valor para o qual surge a primeira resistência plástica ( $\alpha_l$ ). No rascunho mais recente, o coeficiente de comportamento é dado pela fórmula (3).

$$q = q_D * q_R * q_S \quad (3)$$

Onde  $q_D$  é o fator de comportamento que leva em conta a capacidade de deformação e a capacidade de dissipação de energia,  $q_R$  é o que contabiliza o fator de *overstrength* devido à redistribuição das cargas sísmicas, e  $q_S$  quantifica o *overstrength* devido a qualquer outra fonte. Com esta alteração, passa a ser possível a utilização de coeficientes parciais para as outras verificações.

Nesta seção, as estruturas em DC3 têm ainda a avaliação da fórmula de cálculo dos efeitos de segunda ordem alterada para uma ainda mais tolerante, de forma a tirar proveito da alta ductilidade que o uso desta metodologia acarreta. Assim, a seguinte fórmula (4) pode ter em conta o parâmetro de *overstrength*.

$$\theta = (P_{tot} * d_{r,SD}) / (\omega_{rm} * \Omega_d * q_R * V_{tot} * h_s) \quad (4)$$

Onde  $\Omega_d$  é o parâmetro de *overstrength* e  $\omega_{rm}$  é a variável que quantifica a incerteza quanto à resistência real do material; qualquer outra componente já está descrita na fórmula (1). Esses dois parâmetros substituem o  $q_S$ , desde que a multiplicação nunca seja inferior ao seu valor ( $q_S < \Omega_d * \omega_{rm}$ ).

De importante menção é a alteração que sofre a quantificação do parâmetro  $\Omega_d$ , visto que nas versões anteriores era possível apontar falhas no seu método de cálculo. O

uso das cargas gravíticas como variáveis ao longo de um sismo reduz significativamente o seu valor real. Esta correção nos permite obter os valores reais do parâmetro, como apresentado nas fórmulas (5) que demonstram ambas as versões.

$$\Omega_d = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i} \longrightarrow \Omega_d = (M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i})/M_{Ed,E,i} \quad (5)$$

Onde  $M_{pl,Rd,i}$  é a resistência plástica ao momento fletor,  $M_{Ed,G,i}$  é o momento fletor atuante devido ao carregamento gravítico, e  $M_{Ed,E,i}$  é o momento fletor atuante devido ao carregamento sísmico. Na nova formulação, é considerado que a rótula plástica só é formada quando há uma variação do momento fletor sísmico. Na formulação anterior, dava-se a possibilidade de variação das cargas gravíticas, o que é fundamentalmente incorreto, pois estas não são passíveis de alterações.

Outro parâmetro que é tido em conta é a deformação do edifício por piso, também descrita como *drift*. Apesar de ser uma avaliação que todas as estruturas têm que realizar, a sua limitação passa a ser controlada pela parte referente às estruturas metálicas. Em relação à sua antecessora, o limite é um pouco mais alto, apesar da sua formatação diferente, como mostrado na Tabela 1 que ilustra os limites impostos.

Tabela 1- Limites do *Drift* nas Diferentes Soluções Construtivas [2]

- a)  $d_{r,SD} \leq 0.020 h_s$ , para sistemas porticados resistentes;
- b)  $d_{r,SD} \leq 0.015 h_s$ , para sistemas porticados contraventados e pêndulos; invertidos
- c) Para porticos contraventados restritos à encurvadura ver 11.12.4(5)
- d)  $d_{r,SD} \leq 0.020 h_s$ , para sistemas com núcleos ou paredes de betão;
- e)  $d_{r,SD} \leq 0.010 h_s$ , para estruturas em aço leve;
- f) Para sistemas porticados com enchimentos, deve ser aplicado 7.4.2.1
- g)  $d_{r,SD} \leq 0.015 h_s$ , para as restantes estruturas

Por fim, as regras gerais das estruturas metálicas formalizam as diretrizes que precisam ser consideradas no dimensionamento dos elementos estruturais. Devido ao comportamento estrutural diferente das classes DC2 e DC3, haverá regras distintas para cada caso. Começando pela limitação da classe seccional do perfil, para os DC2, a limitação é para Classes 1 e 2, enquanto para DC3 é limitada a Classes 1, devido à possibilidade de formação de rótulas plásticas.

Ainda em DC2, os elementos não dissipativos, nas estruturas mais comuns, como os pilares, são verificados segundo os casos mais desfavoráveis, seguindo as seguintes expressões (6, 7, 8).

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega * N_{Ed,E} \quad (6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \quad (7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \quad (8)$$

O parâmetro  $\Omega$  é um fator de amplificação dependente do tipo de solução estrutural. Comparativamente à versão anterior, esta formulação reduz o valor dos esforços nos pilares devido à troca do parâmetro de *overstrength* por um valor único.

No DC3, devido à sua alta ductilidade, as expressões que quantificam os esforços nos pilares e outros elementos não dissipativos mantêm o rigor, mas com os coeficientes corrigidos.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \omega_{rm} * \omega_{sh} * \Omega_d * N_{Ed,E} \quad (9)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \omega_{rm} * \omega_{sh} * \Omega_d * M_{Ed,E} \quad (10)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \omega_{rm} * \omega_{sh} * \Omega_d * V_{Ed,E} \quad (11)$$

Onde  $\omega_{rm}$  é o fator que quantifica a incerteza quanto à resistência real do material,  $\omega_{sh}$  é o fator que quantifica o enrijecimento do material e  $\Omega_d$  é o fator que quantifica o *overstrength*. Este incremento é fundamental no dimensionamento dos pilares, pois caso as vigas não plastifiquem imediatamente quando é atingido o carregamento sísmico, que é tido em conta quando feita a redução pelo coeficiente de comportamento. A estrutura, na realidade, vai resistindo a mais carga do que esperado até atingir a formação de rótulas plásticas e passar a ter o comportamento não linear esperado. Daí que este incremento assegura que o carregamento sobre os pilares seja o real.

### 2.2.1. Design para MRF

Neste artigo, são avaliadas estruturas que se classificam como *Moment Resisting Frames* (MRF), daí ser também importante analisar o subcapítulo 11.9 da nova versão do Eurocódigo 8. Este menciona regras particulares para o dimensionamento destas estruturas.

Começando por apresentar um conjunto de fórmulas que devem ser cumpridas para garantir o bom funcionamento das vigas. Essas fórmulas são semelhantes às da versão atualmente em circulação e são utilizadas tanto para DC2 como para DC3 com a combinação sísmica de ações.

$$N_{Ed} \leq 0.15 * N_{Rd,b} \quad (12)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd,b} \quad (13)$$

$$V_{Ed} \leq 0.5 * V_{Rd,b} \text{ for } q > 2 \quad (14)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,b} \text{ for } 1 < q < 2 \quad (15)$$

E para finalizar, as alterações incluem a implementação de uma nova fórmula de quantificação do *Capacity Design* em DC3 nas estruturas, como forma de garantir a ductilidade local das ligações e a ductilidade global da estrutura. Este torna-se um dos pontos nos quais as estruturas enfrentam mais dificuldades em cumprir, o que é razoável, visto que estamos a explorar o máximo da ductilidade possível. Em outras palavras, garantir que a ductilidade da estrutura tem um bom comportamento torna-se essencial.

$$\sum M_{pl,Rd,c}(N_{Ed}) \geq \sum [\omega_{rm} * \omega_{sh} * (M_{pl,Rd,b} + S_h * V_{Ed,M}) + S_h * V_{Ed,G}] \quad (16)$$

Onde  $M_{pl,Rd,c}$  é o momento resistente plástico das colunas,  $M_{pl,Rd,b}$  é o momento resistente plástico das vigas,  $\omega_{rm}$  é o fator que quantifica a incerteza quanto à resistência real do material,  $\omega_{sh}$  é o fator que quantifica o enrijecimento do material,  $S_h$  é a distância entre a rótula plástica ao eixo do pilar,  $V_{Ed,M}$  é o esforço transversal na viga devido à formação de rótulas plásticas em ambas as extremidades ( $V_{Ed} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L_h$ ) e  $V_{Ed,G}$  é o esforço transversal devido às ações gravíticas.

## 3. CASO DE ESTUDO

Para realizar a avaliação e a comparação das soluções dimensionadas seguindo as regras do novo Eurocódigo, tem-se como base estruturas já dimensionadas por L. Macedo, 2017 [7-8], onde, na sua tese de doutoramento, apresenta um dimensionamento e avaliação sísmica de MRF, bem como uma metodologia de quantificação do coeficiente de comportamento que conduz a estruturas mais leves [9]. Neste processo, são dimensionadas e analisadas aproximadamente 360 estruturas em seis configurações diferentes, abrangendo 3 partes do país (Porto com baixa sismicidade, Lisboa com moderada sismicidade e Lagos com moderada-alta

sismicidade) e com número variável de pisos (2, 3, 4, 5, 8). O dimensionamento das estruturas é otimizado seguindo um script em Python criado por J. Nogueira [10], um estudante do mestrado da FEUP que permite realizar as verificações do actual EC8, tendo sido reaproveitado e reformulado para a nova versão.

É, portanto, usada a ampla base de dados já construída como comparação com as estruturas dimensionadas com as novas regras. As configurações usadas estão apresentadas na Tabela 2, e o edifício é representado pela Figura 2. Devido ao elevado número de soluções, neste artigo serão abordadas somente três configurações na região de Lagos, devido a ser com a maior sismicidade.

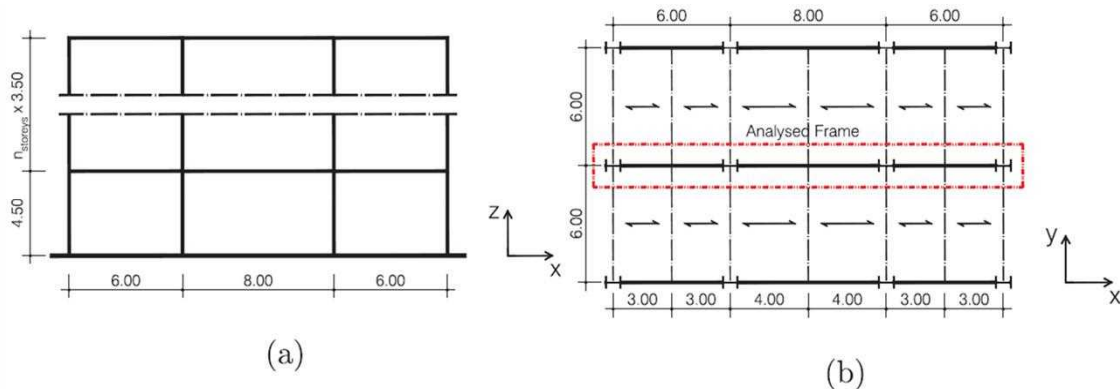


Fig. 2- Configuração 2 da Estrutura Analisada: (a) Vista do Alçado, (b) Vista em Plano [4]

Tabela 2- Propriedades das Configurações Analisadas

Config.	Plano x-z		Plano y-z		$h_1$ [m]	$h_{outros}$ [m]
	N. de Frames	Vãos [m]	N. de Frames	Vãos [m]		
1	3	6+6+6	4	6+6		
2	3	6+8+6	4	6+6	4.5	3.5
3	3	8+8+8	4	8+8		

Estas configurações têm como intuito a replicação de uma estrutura real que poderia facilmente ser concebida e executada numa obra corrente. Para tal, são considerados carregamentos o mais realistas possíveis, conforme representado na Tabela 3.

Tabela 3- Cargas Distribuídas Verticais

Piso	Tipo de Carga	Carregamento [kN/m <sup>2</sup> ]
Último Piso	$g_k$	4.75
	$q_k$	1.00
Restantes Pisos	$g_k$	5.75
	$q_k$	2.00

O dimensionamento estrutural é iniciado pela verificação da componente gravítica, onde são obtidas as secções mínimas a serem consideradas, tendo em conta a resistência seccional e fenómenos de encurvadura global, garantindo sempre que se mantenham na classe 1 ou 2.



Esta é seguida por uma análise sísmica, onde são utilizados os espectros de resposta da versão atual do EC8, devido à falta de anexos nacionais no *draft* mais recente. A combinação é feita com os coeficientes de comportamento para DC2, com  $q=3.5$ , e para DC3, com  $q=6.5$ . As massas sísmicas para a análise modal e para o dimensionamento são obtidas pela mesma formulação,  $g_k + 0.3q_k$  no caso de pisos intermédios e para a cobertura  $g_k + 0.0q_k$ . É ainda considerado que as lajes têm um comportamento de diafragma, distribuindo a carga de forma igual e constante.

Após a quantificação das ações, é necessário cumprir as regras estabelecidas pelo código, muitas das quais foram anteriormente mencionadas, como a validação dos efeitos de segunda ordem ( $P-\Delta$ ) com o valor do  $\theta$  (1,4), o *capacity design* pelas fórmulas (2,16), a imposição da limitação do *drift* e, por fim, a verificação das secções.

#### 4. AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS DIMENSIONADA

Nesta etapa inicial do projeto, são apenas comparados os parâmetros que é possível obter com análises lineares. Isso torna este artigo mais focado nas qualidades que o consumidor final dos códigos considera relevante, como o peso da estrutura, que é diretamente proporcional ao seu custo.

Assim, podemos afirmar se o novo código vai proporcionar estruturas mais eficientes na relação custo-qualidade, mantendo a integridade estrutural assegurada pelo Eurocódigo, mas reduzindo ou aumentando o peso. É importante ter em mente que esta é ainda uma versão *draft* e que estas estruturas ainda necessitam de análises mais avançadas para compreender se não só reduzimos o custo, mas também se é melhorado ou mantido o comportamento durante o sismo.

Os gráficos abaixo permitem comparar o peso das estruturas avaliadas quando feitos dimensionamentos segundo ambas as versões do Eurocódigo (Gráfico 1).

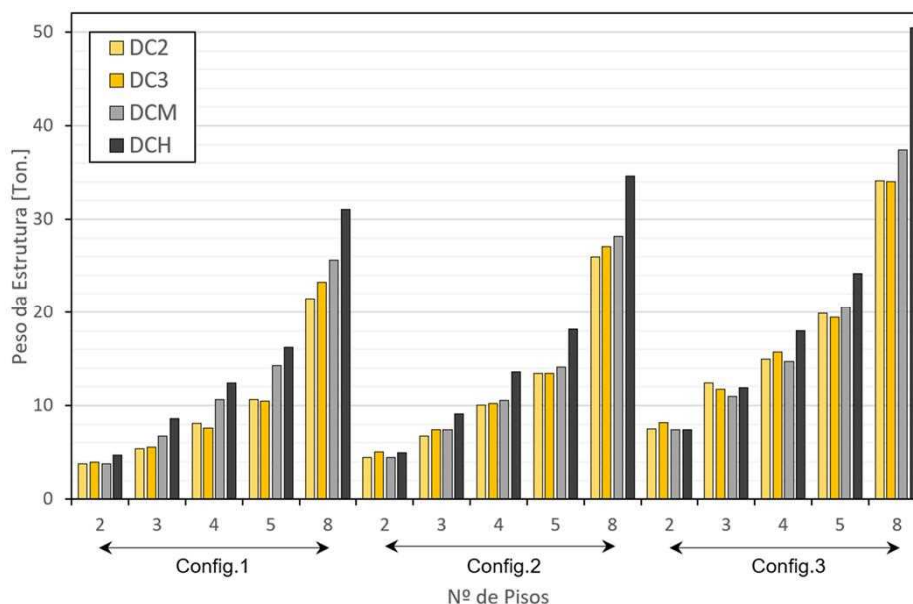


Gráfico 1 - Comparação do Peso da Estrutura Metálica das Configurações em Lagos

Pela comparação de pesos, é possível afirmar que os novos dimensionamentos permitem uma redução no peso da estrutura, o que é mais notável quando se compara em ductilidades mais elevadas. Teoricamente, realizar dimensionamentos pelas ductilidades mais altas confere uma segurança extra, pois as verificações são mais exigentes. Se isso conferir ainda uma estrutura tão leve como ductilidades médias, pode ser que seja uma alternativa viável e usada com mais frequência na prática. O

Gráfico 2 mostra a variação percentual entre as classes de ductilidade equivalentes, permitindo afirmar que a redução é significativa em edifícios de média altura. No entanto, em edifícios baixos, muitas vezes controlados pelas ações gravíticas, as novas regras podem causar pequenos aumentos.

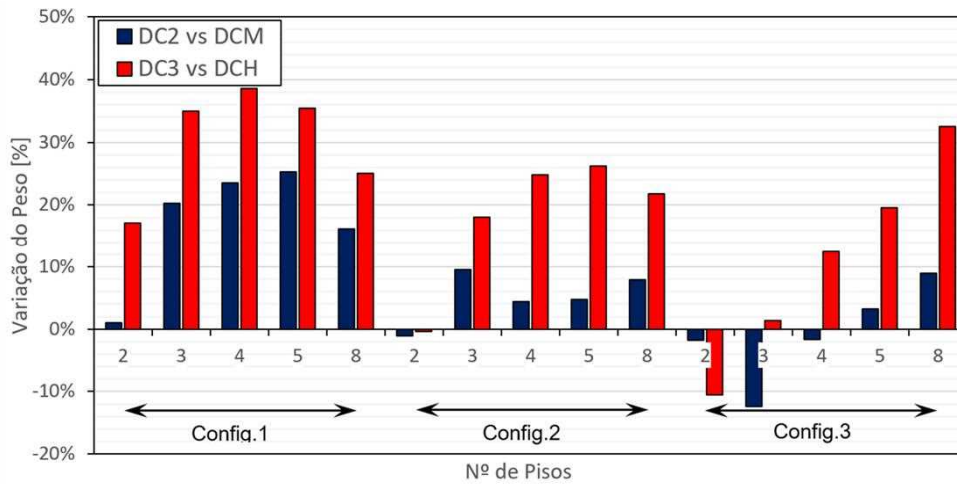
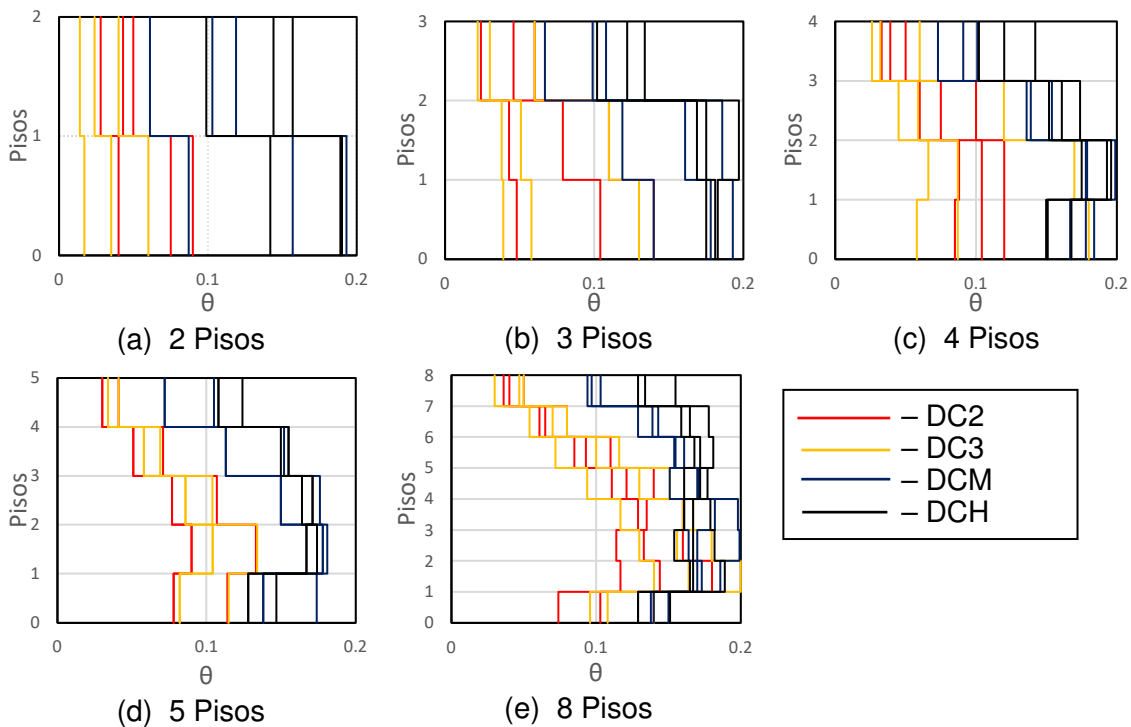


Gráfico 2 - Comparação do Peso da Estrutura Metálica das Configurações em Lagos

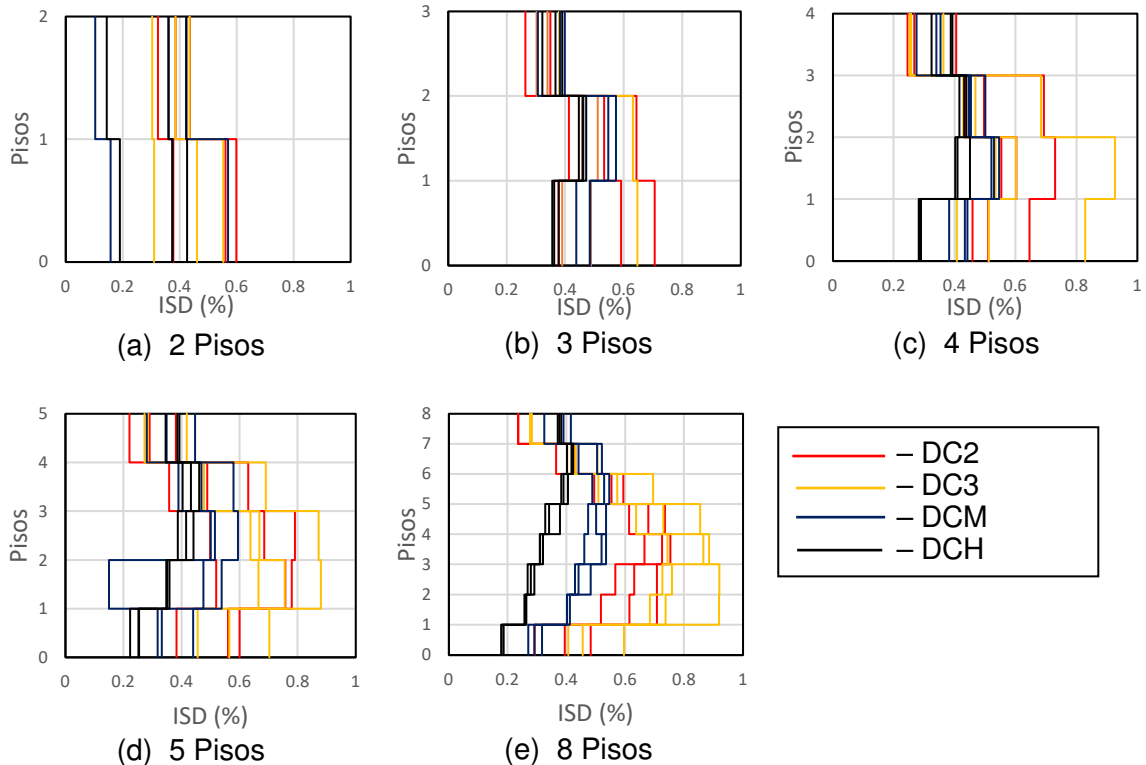
Na versão do EC8 atualmente em vigor, é muito comum, devido ao conservadorismo quando é efetuado o cálculo dos efeitos de segunda ordem pelo valor do  $\theta$ , que seja este o fenômeno que age como fator condicionante no dimensionamento. Ao realizar a correção no cálculo, é possível ver variações nesse valor, deixando este de ser o que mais restringe o projetista. Tendo em conta que quando  $\theta > 0.2$  deixa de ser viável para o projeto comum ser efetuado, pois é necessário análises mais complexas, os Gráficos 3 mostram como este, na maioria dos casos, passa a ser bastante inferior, deixando, portanto, de ser condicionante e reduzindo as ações sísmicas.



Gráficos 3 – Valores máximos do coeficiente  $\theta$  para as estruturas em Lagos

Fica, portanto, notável que as estruturas dimensionadas pela versão do código atual têm valores consistentemente mais elevados e sempre muito perto do seu limite prático de uso. Sendo assim, este torna-se o parâmetro que limita o dimensionamento.

Com a elevada restrição imposta por este, que é verificado inicialmente, os *drifts* da estrutura são muito reduzidos, pois esta já se encontra muito pesada, como é possível ver pelos Gráficos 2, onde mostra os valores dos *Interstory Drifts* (ISD).



Gráficos 4 – Valores máximos de ratio de *Interstory drift* para as estruturas em Lagos

O aumento dos perfis para que sejam cumpridas as restantes verificações provoca um aumento da rigidez da estrutura, o que faz com que os deslocamentos da estrutura sejam reduzidos. Daí ser claramente visível que as estruturas mais leves dimensionadas pelo draft do EC8 apresentem maiores *drifts*. No entanto esta redução da rigidez não é suficiente para que seja crítico, dando resultados melhores para as estruturas

## 5. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o impacto que as alterações ao NP EN 1998-1:2010 irão ter ao nível das estruturas dimensionadas de acordo com as suas verificações. Estas normas são fundamentais para a conceção de estruturas resistentes a sismos, com bons desempenhos e que não ponham em risco os seus habitantes. Esta avaliação não se riça apenas ao custo e ao valor de poupança por usar as novas normas, apesar deste ser o apelativo ao consumidor e o fator que fará a alteração ser mais rápida, mas também que é garantido o comportamento e segurança sísmica que a sua antecessora fornece.

Foi feita uma leitura extensa do Draft EN 1998-1:2022 para entender todas as alterações feitas e quais iriam ter mais impacto em estruturas metálicas. Esta é seguida da criação de uma base de dados contendo estruturas metálicas (MRF) para que possa ser comparada com uma já existente. Este processo é otimizado com um script em Python, onde é feita a verificação das condições gravíticas e sísmicas.

As principais conclusões a retirar são que o problema que afetava a versão atualmente em uso é corrigido, como a *Equal Displacement Rule* que é muito conservadora em NDOF, deixando que o parâmetro  $\theta$  seja o fator limitador das estruturas. As novas estruturas são, de forma geral, mais leves, permitindo, poupar material, e a sua condição limitadora passa a ser a resistência da viga, podendo, portanto, garantir o maior aproveitamento da seção resistente.

Por outro lado, ainda só são abrangidas as análises lineares, não dando muita informação de como é que estas se comportariam sob um sismo real. Daí o próximo passo será expandir o leque de estruturas e realizar análises mais avançadas.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho é apoiado pelo projeto "R2UTechnologies - sistemas modulares", contrato C644876810-00000019, projeto de investimento 48, financiado pelo Plano de Recuperação e Resiliência (PRR) e pela União Europeia – NextGeneration EU. Esta pesquisa também recebeu apoio do UID/ECI/04708/2019 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Draft prEN 1998-1-1:2022. *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action*; European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [2] Draft prEN 1998-1-2:2022. *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings*; European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [3] NP EN 1998-1:2010. *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifício*; Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- [4] Tartaglia, R., D’Aniello (2022), M., Landolfo, R. *Seismic performance of Eurocode-compliant ductile steel MRFs*, Earthquake Engng Struct Dyn. 51, 2527-2552.
- [5] Elghazouli, Ahmed Y. ,(2009) *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. Spoon Press, Abingdon, England.
- [6] Montuori, R. (2019), *Second order effects: Critical Analysis of EC8 provisions*, AIP Conference Proceedings ; 2116.
- [7] Macedo, L. (2017) *Performance-Based Seismic Design and Assessment of Steel Moment Resisting Frame Buildings*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- [8] Macedo, L., Silva, A., Castro, J.M. (2019), *A more rational selection of the behaviour factor for seismic design according to Eurocode 8*, Engineering Structures, Volume 188, 69-86.
- [9] Peres, R., Castro, J.M., Bento, R. (2016), *Na extension of na improved forced based design procedure for 3D steel structures*, Steel and Composite Structures, Vol. 22, No. 5, 1115-1140.
- [10] Nogueira, J. (2015) *Automatização do Dimensionamento Gravítico e Sísmico de Estruturas Metálicas*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**CRM - COMPOSITE REINFORCED MORTAR - SYSTEM TO STRENGTHEN  
EXISTING MASONRY BUILDINGS: PRACTICAL DESIGN  
CONSIDERATIONS ABOUT SEISMIC THEIR REHABILITATION**

**ALLEN DUDINE**  
Eng. R&D  
Fibre Net S.p.A.

**LUCA DRIGANI**  
Exp. S. Manager  
Fibre Net S.p.A.

**EERIK ULRIX**  
Eng<sup>o</sup> - Arq<sup>o</sup>  
BIU Internacional

**ROGIROS ILLAMBAS**  
Eng. PhD  
U. Minho

**SUMÁRIO**

Os edifícios existentes e antigos caracterizam-se frequentemente por uma elevada vulnerabilidade sísmica e uma escassa resistência às cargas horizontais: as abordagens de estratégias de intervenção para o reforço, baseado em materiais compósitos de FRP, estão a ser amplamente difundidas. Em particular, a ligação de elementos prefabricados de FRP (malhas, cantoneiras e conectores) com camadas de CRM (Argamassa Reforçada com Compósitos) evidenciou uma boa compatibilidade física, química e mecânica com as alvenarias históricas. As campanhas experimentais da última década provaram ser eficazes para a melhoria do desempenho das alvenarias, tanto a resistência como a ductilidade. Neste artigo são analisados os mecanismos da resistência obtida com a utilização do sistema CRM para reforçar paredes sujeitas a ações horizontais e é ilustrado uma abordagem prática para avaliar o seu desempenho, evidenciando o modo de colapso dominante ao variar as características da alvenaria. Algumas paredes de alvenaria são analisadas numérica e analiticamente.

**ABSTRACT**

Existing and ancient masonry buildings are characterized often by a high seismic vulnerability and a scarce resistance against horizontal loads in general: approaches of intervention strategies for strengthening, based on FRP composite materials are widely spreading. In particular, the coupling of FRP preformed elements (meshes, angles and connectors) with mortar layers (Composite Reinforced Mortar - CRM - systems) evidenced a good physical, chemical and mechanical compatibility with the historical masonries and experimental campaigns in the last decade proved to be effective for the enhancement of performances of masonry, improving both resistance and ductility. The resistant mechanisms created using CRM system to reinforce masonry walls subjected to in-plane horizontal actions are analyzed in the paper and a practical design approach to evaluate their performances is illustrated, evidencing the dominant collapse mode at the varying of the masonry characteristics. Some masonry walls are analyzed numerically and analytically, as “case study”.

**KEY-WORDS:** CRM Reinforcement, existing masonry structures, full-scale experimental test, Glass fibre reinforcement, Case Study.

## 1. INTRODUCTION

Masonry is one of the most widespread structural systems in Europe for ancient buildings. This principally due to an easy constructions process and due to the availability of materials involved. Since many of these buildings have been realized in the past century, seismic actions have not been considered in the design and, for this reason, structures are dangerously inadequate to resist seismic events. Typical structural weaknesses that can be observed in existing structures are poor lime mortar in masonry joints, irregular or multi-leaf masonry, lack of keying between perpendicular walls or between walls and ceilings and the absence of story diaphragms. The current design challenge is to find a way to make existing structure seismically safer and reduce these deficiencies.

An innovative strengthening technique is the application of the CRM System, namely Composite Reinforced Mortar. This system consists of a coupling of FRP preformed elements and a mortar layer. As a first important benefit, the application of this reinforcement allows to reach very high levels of resistance and ductility, often with a negligible impact on the structure stiffness. Furthermore, the system can be effective even when applied on one side only, and for this reason the intervention does not require occupant to move out of their buildings and can represent an effective solution for the ancient structures with architectural or monumental restrictions. To investigate the behaviour of this technology, several studies have been carried out on the CRM System. Gattesco N., Boem I. (2017) *Characterization tests of GFRM coating as a strengthening technique for masonry buildings*. Composite Structures, vol. **165**, 39-52, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.07.006.) [1] have carried out several test on CRM elements, to understand the behaviour of the system individually. Moreover, shear compression tests, diagonal compression tests and bending tests on reinforced masonry elements have been developed experimentally and then studied numerically in Gattesco N., Boem I. (2017) *Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study*. Composites Part B, vol. **128**, 209-222, doi: 10.1016/j.compstruct.2017.01.043. [2] and Boem I., Gattesco N. (2021) *Rehabilitation of Masonry Buildings with Fibre Reinforced Mortar: Practical Design Considerations Concerning Seismic Resistance*. Key Engineering Materials, vol. **898**, 1-7, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.898.1. [3]. Among all studies, an experimental and numerical analysis on a full-scale masonry building test is missing.

In the present paper, the recent findings about experimental tests on masonry elements (Gattesco N., Rizzi E., Bez A., Dudine A. (2022) *Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study*, XIX ANIDIS Conference, Seismic Engineering in Italy, Turin, Italy. [4]) and on a full-scale test on a masonry building (Gattesco N., Rizzi E., Facconi L., Minelli F., Dudine A. (2022) *Investigating the effectiveness of a CRM system: full scale reverses cyclic tests on a two-storey rubblestone masonry building*, XIX ANIDIS Conference, Seismic Engineering in Italy, Turin, Italy. [5]) are reported. Moreover, several considerations on design approach and an overview of the case studies will be reported.

## 2. CRM SYSTEM

The Composite Reinforced Mortar system is a modern reinforcement technology. Modern means that FRP technologies and reinforced mortars replaced the traditional materials like steel and concrete. The modern technologies have the aim to provide the same or better performance with cleaner and faster realization (and lower environmental impact). This system is particularly compatible with masonry.

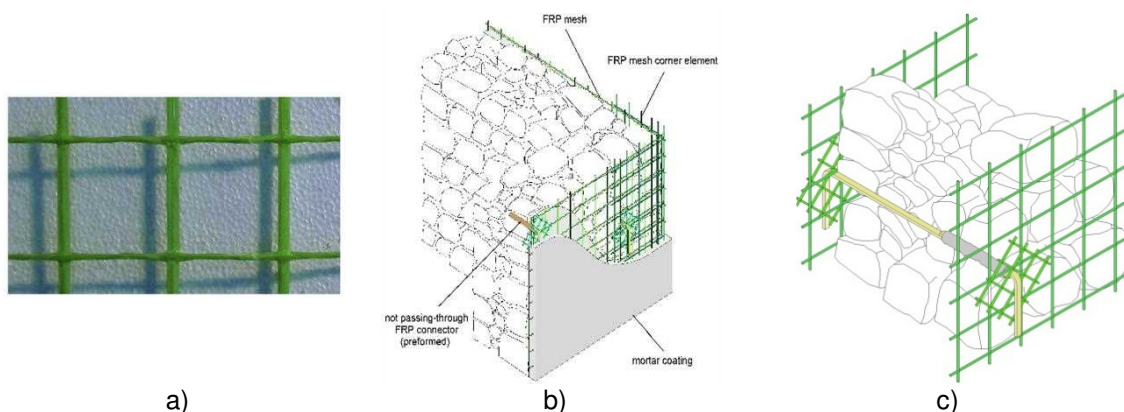


Fig. 1 - a) GFRP mesh detail (weft wires in vertical direction and warp wires in horizontal direction); b) Fibre Net system application on one side and c) on two sides.

The reinforcement system consists of a GFRP mesh embedded in a mortar layer. The GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) mesh is a pre-formed grid composed by horizontal parallel fibers and vertical twisted fibers wires (Fig. 1a), spaced 33 mm, 66 mm or 99 mm. The mortar layer is normally 30-50 mm thick, and it is constituted by a hydraulic lime-based mortar (with a tensile strength determined based on the existing masonry strength). The mortar coating is made effective with a mixed mechanism, by means of adhesiveness and the presence of GFRP connectors.

The phases of the system application are briefly reported:

1. Preliminary study of the masonry in its existing conditions (geometry and materials);
2. Removal of eventual existing plasters and scarification of the surface, with high-pressure cleaner;
3. Wetting the masonry surface;
4. Initial stretch coat laying. Under certain conditions, the coat layer is scratched (depending on the conditions of the wall support and mortar characteristics);
5. Prepare the holes for the connectors. The holes, from the diameter of approx. 12 mm, must cross the entire thickness of the masonry so that the two connectors are inserted: a long connector and a short connector. The connectors must overlap inside the hole;
6. Placement of the mesh and insertion of the connectors. In correspondence of the connectors, a stress distributor device must be placed. The stress distributors consist in a GFRP mesh sheet.
7. Placement of the mesh on the other side of the wall, resin injection in the enlarged zone of the hole. Placement of the other stress distributor device and the connector;
8. Application of the mortar coating after the complete hardening of the injected resin, in one or more subsequent layers. The mesh must be placed in the middle of the thickness;
9. Placement of finishing layer and, after the maturing, the paintings and final coverings.

The CRM application allows to achieve higher resistance, because of the mesh which provides tensile strength (otherwise quite low in the unreinforced masonry). Moreover, the system guarantees higher ductility. In fact, the mesh has the capability to confine the cracks and limit their opening.

### 3. EXPERIMENTAL CAMPAIGN

Within the CONSTRAIN project, several experimental tests have been carried out to learn more about the CRM system. As a first step, several tests have been carried out



on masonry specimens, on the mortar used for strengthening, on the GFRP mesh to investigate on single materials.

### 3.1. Materials

The stone masonry specimens were realized with rubble limestone blocks. Simple Compression tests carried out on some samples provided average values for the Young's modulus and the compressive strength equal to  $E_{\text{masonry}} = 1074$  MPa and  $f_{c,\text{masonry}} = 2.48$  MPa, respectively. The experimental tests provided an average compressive strength of the mortar equal to  $f_{c,\text{mortar}} = 0.93$  MPa and an average tensile strength of  $f_{t,\text{mortar}} = 0.17$  MPa. The brick masonry tests provided  $E_{\text{masonry}} = 2183$  MPa and  $f_{c,\text{masonry}} = 6.43$  MPa for the double leaves specimens,  $E_{\text{masonry}} = 2341$  MPa and  $f_{c,\text{masonry}} = 6.70$  MPa for the single leaf specimens.

For the reinforcement, a regular  $66 \times 66$  mm<sup>2</sup> pattern of the square shape GFRP mesh has been installed. The single parallel wire has a cross section of  $11.6$  mm<sup>2</sup> and the twisted wire has a cross section of  $8.9$  mm<sup>2</sup>. The GFRP mesh has an average Young's modulus  $E_{\text{bar}} \geq 25$  GPa, an ultimate characteristic tensile resistance  $F_{\text{ub,bar}} = 4.3$  kN and an ultimate tensile strain  $\varepsilon_{u,\text{bar}} = 1.45\%$ . The 30 mm thick mortar coating is based on natural hydraulic lime and has an elastic modulus  $E_{\text{mortar}} \leq 10$  GPa and a compressive strength at 28 days ageing  $\geq 15$  MPa. Six L-shaped GFRP elements connectors per m<sup>2</sup> have been placed. Their average ultimate tensile resistance  $F_{\text{ub,conn}} = 21$  kN and an average Young's modulus  $E_{\text{conn}} = 21.4$  GPa. The distribution GFRP mesh sheets ( $150 \times 150$  mm<sup>2</sup> with mesh dimension  $33 \times 33$  mm<sup>2</sup>) have been placed in correspondence of the connectors. Diatons have been also placed, by drilling a 50mm diameter hole and by positioning a steel threaded bar M16, injected with high strength thixotropic mortar.

### 3.2. Test on Masonry Specimen

Several tests have been made on masonry elements, piers and spandrels, to characterize the behaviour of the entire system. An overview of all the tests carried out is reported below.

Table 1 - Experimental tests overview

Test	Specimen dimension	Masonry type	Reinforcement
Shear compression test on piers	B = 1.50 m H = 1.96 m T = 0.35 m	Double leaves stone masonry - DLSM	NO
			CRM on one side
			CRM on two sides
	B = 1.50 m H = 1.96 m T = 0.25 m	Double leaves brick masonry - DLBM	NO
			CRM on one side
			CRM on two sides
Out-of-plane bending tests on piers	B = 1.03 m H = 2.48 m T = 0.35 m	Single leaf brick masonry - SLBM	NO
			CRM on one side
			CRM on one side
	B = 1.03 m H = 2.48 m T = 0.25 m	Double leaves brick masonry	CRM on one side
			CRM on one side
			CRM on one side
B = 1.03 m H = 2.48 m T = 0.25 m	Double leaves stone masonry	CRM on one side	
		CRM on one side	
		CRM on one side	

### 3.2.1. Shear Compression Test

Each specimen was laid over a reinforced concrete element, which is rigidly bounded to the floor. A second reinforced concrete element was placed on the top of the masonry specimens and connected to the steel beam, able to apply both vertical and horizontal forces to the masonry walls.

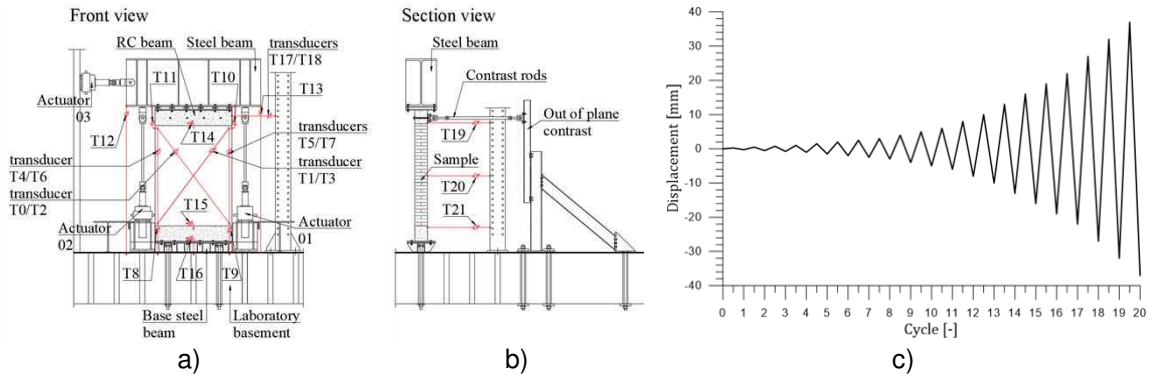


Fig. 2 - a) Front view of the test setup; b) section view and c) example of a loading time history.

During the tests the out-of-plane displacements were avoided by proper restraint. Firstly, a vertical compression was applied, to simulate the loads from the floors (and after that maintained constant during the test). Then, the horizontal force at the top of the specimens was applied to obtain a quasi-static response. The force was varied cyclically in a displacement-controlled test protocol. Comparing top displacement - applied force trend for the different specimens can give a useful evaluation of the upgrade in resistance provided by the *CRM System*. The trends obtained for the different masonry specimen are reported in Fig. 3.

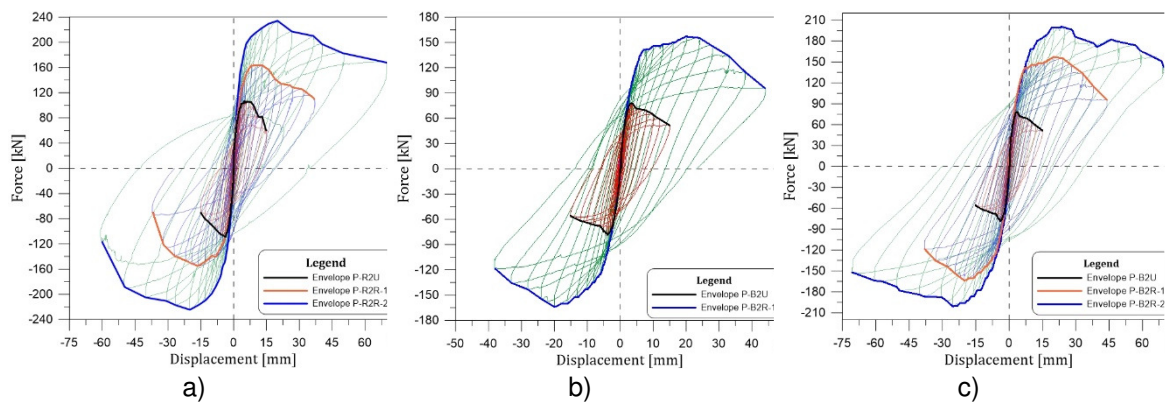


Fig. 3 - a) Force-displacement trends for DLMSM; b) for SLBM; c) for DLBM

Table 2 - Experimental test main results for the shear compression test

Sample	Peak resistance	Drift at peak resistance	Ultimate Drift
	[kN]	[%]	[%]
Rubblestone - Unreinforced	107.8	0.24	0.75
Rubblestone - Reinforced on one side	159.5	0.66	1.76
Rubblestone - Reinforced on two sides	229.4	0.99	3.01
Single leaf Brick - Unreinforced	101.9	0.32	0.91
Single leaf Brick - Reinforced on one side	166.4	0.70	1.558
Double leaves Brick - Unreinforced	78.3	0.19	15.03
Double leaves Brick - Reinforced on one side	160.5	1.04	41.12
Double leaves Brick - Reinforced on two sides	201.1	1.24	70.21

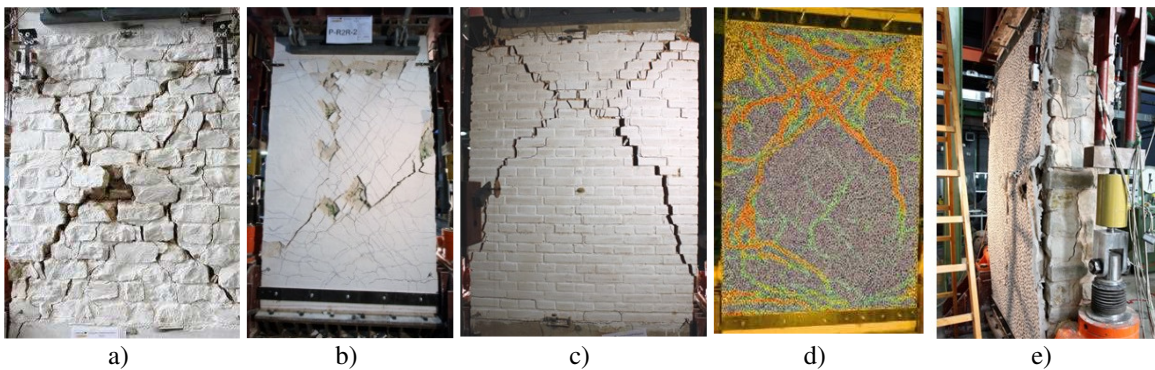


Fig. 4 - Stone masonry specimen at the end of the shear compression test on unreinforced (a) and reinforced (b) side; brick masonry specimen on the unreinforced (c) and reinforced side (d); detachment of the coating (e)

### 3.2.2. Out of plane Bending Test

Once again in these tests, the specimens were laid over a reinforced concrete element, which was rigidly bounded to the floor both in vertical and in horizontal directions. A second reinforced concrete element was placed on the top of the masonry specimens and connected to the steel structure of the setup structure. Three-point bending tests were carried out by applying a horizontal force at the mid-height section of the specimen and by varying it cyclically in a displacement-controlled protocol, until a certain damage was reached in the unreinforced side of the wall. The test was pursued monotonically until failure of the reinforced side. The test setup is reported in Fig. 5.

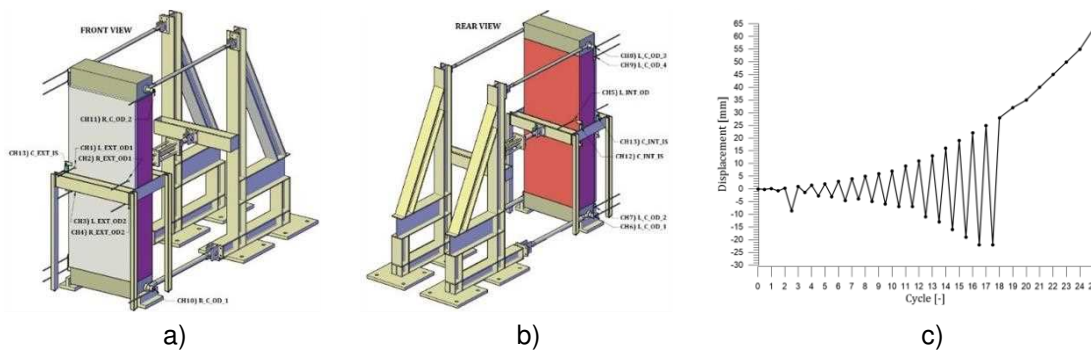


Fig. 5 - a) Front view of the test setup; b) rear view and c) example of a loading time history.

Comparing top displacement - applied force trend for the unreinforced and reinforced specimens can give a useful evaluation of the upgrade in resistance provided by the CRM System. The trends obtained in the different cases are reported in Fig. 6.

Table 3 - Experimental test main results for the three-point bending test

Sample	$P_{cr}$ [kN]	$P_{u(R)}$ [kN]	$M_{cr}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	$M_u/M_{cr}$ [-]	$d_{cr}$ [mm]	$d_u$ [mm]	$d_u/d_{cr}$
Rubblestone - Double leaves	6.5	52.0	4.4	35.5	8.01	2.81	63.0	22.41
Brick - Single leaf	3.4	35.1	2.3	24.0	10.36	4.31	58.6	13.59
Brick - Double leaves	3.4	29.0	2.3	19.8	8.50	3.13	44.5	14.23

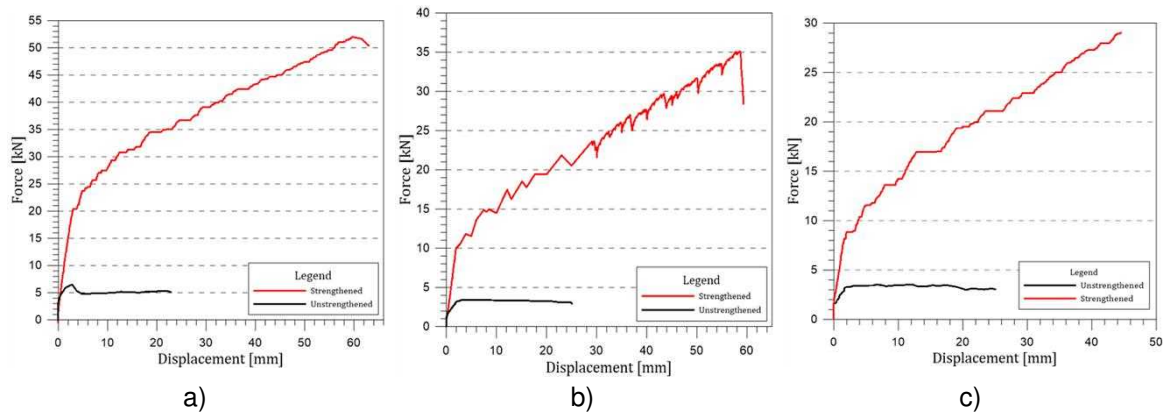


Fig. 6 - a) Force-displacement trends for rubblestone masonry specimen (unreinforced, reinforced on one side and on two sides); b) Force-displacement trends for single leaf brick masonry specimen (unreinforced, and reinforced on one side); c) Force-displacement trends for double leaves brick masonry specimen (unreinforced, reinforced on one side and on two sides)

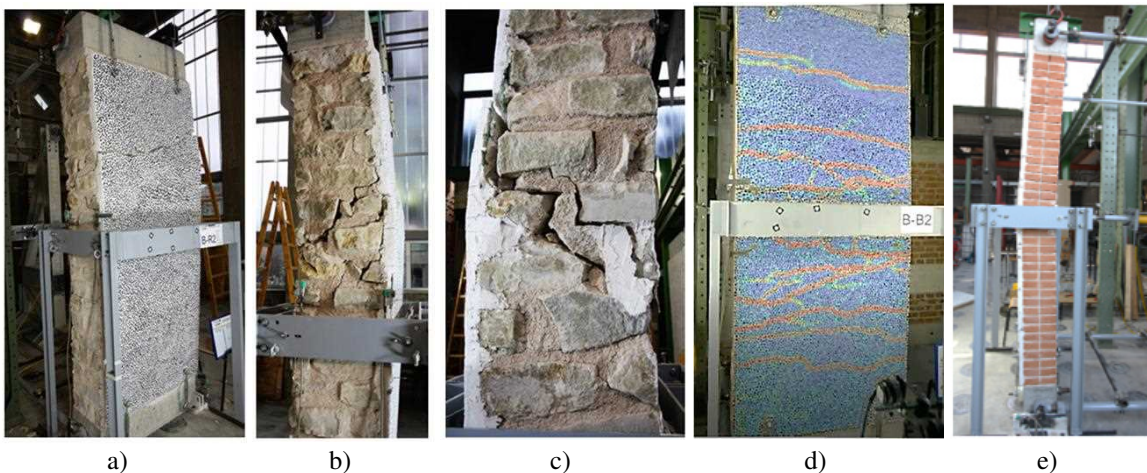


Fig. 7 - Stone masonry specimen at the end of the bending test on reinforced side (a); detail of the cracks on the specimen (b), (c); brick masonry specimen on the reinforced side (d) and lateral side (e)

### 3.3. Test on Pilot Building

To conclude the campaign, two experimental tests have been carried on a full-scale building. The structure consists of two-story stone masonry building, composed of four walls (referred to as North, West, South, and East wall), a wooden floor and an ordinary wooden gabled roof. The in-plane dimensions are 5.75 m x 4.35 m, the total height is 6.73 m. The positioning of the openings was design to have different piers aspect ratio, to have both shear and flexural collapse mechanisms. During the construction the materials involved were tested and characterized. As can be noted from Fig. 8, the loading was applied in the plane of West and East walls (North-South direction) at the first and second story levels, through a vertical stiff steel device connected to the actuator. Load was applied proportionally to the floor mass of every floor level. Vertical loads were applied at floor levels through concrete blocks (first floor) and clay bricks (roof). The structure was strengthened with the CRM System on the external side. The reinforcement system was composed by: GFRP mesh with 66x66 mm<sup>2</sup> grid dimension; 30÷40 mm thick mortar coating, L-shaped connectors (4/m<sup>2</sup>), 16 mm diameter steel bar which represents the artificial diatoms (fixed with thixotropic cement-based mortar and set in the number of 2/m<sup>2</sup>); 8 mm steel bars with a fixed spacing had the aim to connect the coating to the concrete foundation.

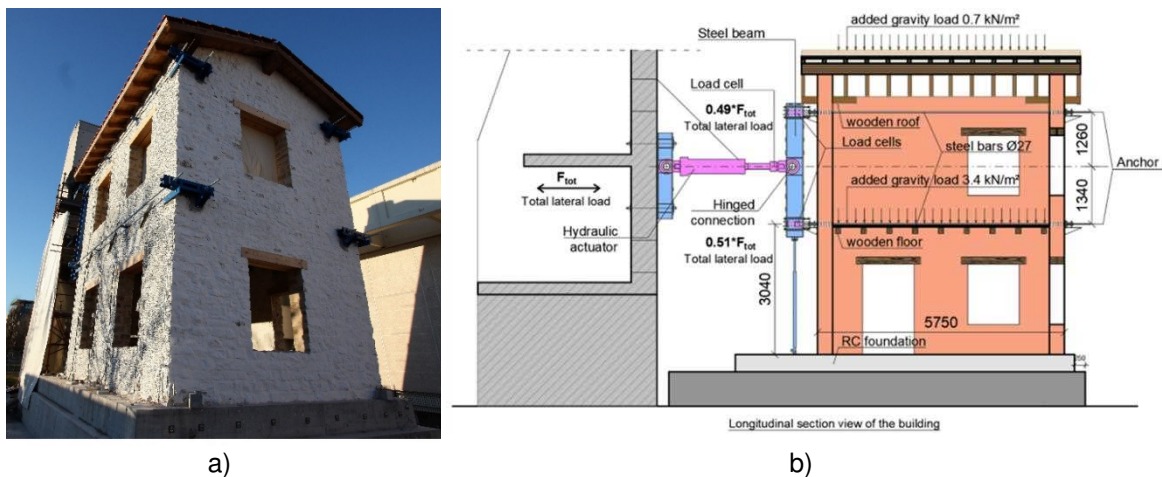


Fig. 8 - North-East view of the Pilot Building (a); Test setup (b)

The behaviors in terms of Base Shear - 2<sup>nd</sup> story av. lateral displacement are reported in Fig. 9. The experimental tests give the following results. The crack pattern at the end of the two tests on the East Walls are reported in Fig. 10.

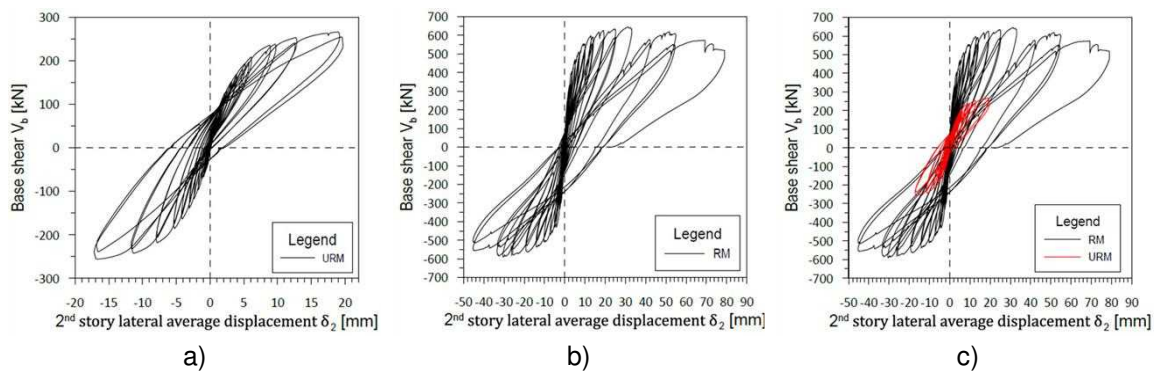


Fig. 9 - Base Shear - 2nd story displacement curves for the unreinforced building (a), reinforced building (b) and comparison between reinforced and unreinforced behaviors (c)

Table 4 - Experimental test main results for the three-point bending test

Sample	Load direction	$V_{b,max}$ [kN]	$\delta_{2,max}$ [mm]	$\gamma_{2,max}$ [%]
Unreinforced Building	Positive	267	19.68	0.35%
	Negative	256	17.17	0.30%
Reinforced Building	Positive	645	78.95	1.55%
	Negative	590	45.35	0.89%

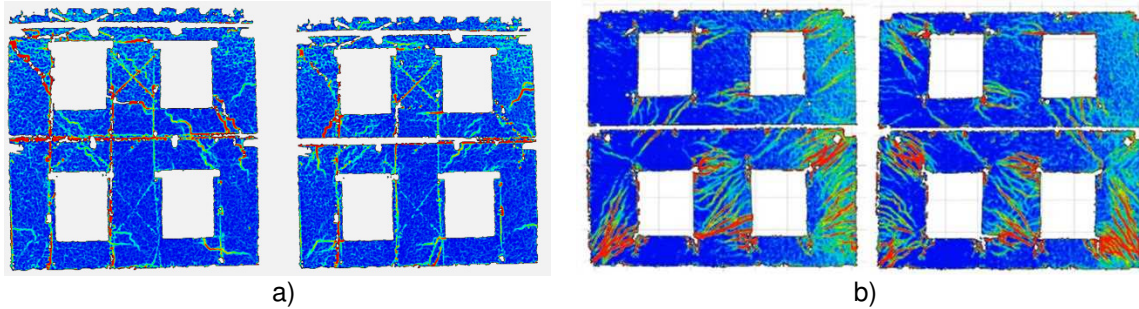


Fig. 10 - Crack pattern on the East wall loaded in negative and positive direction for the unreinforced building (a) and reinforced building (b)

#### 4. DESIGN FORMULAS

To evaluate the improvement provided by the reinforcement system in the practical design, a correct formulation to be used can be the one contained in the CNR DT 215/18 [6]. The relations can be related to the ones valid for the reinforced concrete or the reinforced masonry.

Three cases are considered for the bending resistance of the piers: i) compressive crushing on the compressive edge ( $\epsilon_m = \epsilon_{mu}$ ), ii) tensile fracture of mesh ( $\epsilon_f = \epsilon_{fd}$ ) and non-linear stress distribution in compression ( $\bar{\epsilon}_m \leq \epsilon_m \leq \epsilon_{mu}$ ), and iii) tensile fracture of mesh ( $\epsilon_f = \epsilon_{fd}$ ) and linear stress distribution in compression ( $\epsilon_m \leq \bar{\epsilon}_m$ ). The solution is the lowest of the three cases.

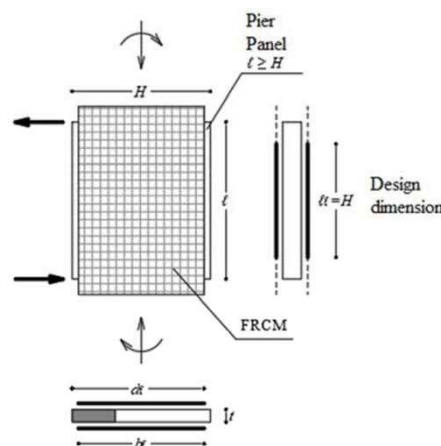


Fig. 11 - Scheme of a reinforced pier according to [6].

For the case i), failure due to compressive crushing of masonry, the equations are:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = f_{md} \cdot \frac{t \cdot y_n}{2} \cdot \left[ H \cdot (1 - k) - y_n \cdot (1 - k)^2 + k \cdot \left( \frac{H}{2} - y_n + \frac{2}{3} \cdot k \cdot y_n \right) \right] + \frac{\varepsilon_{mu}}{y_n} \cdot E_f \cdot t_{2f} \frac{(d_f - y_n)^2}{12} \cdot (2 \cdot y_n + 4 \cdot d_f - 3 \cdot H) \quad (1)$$

$$k = \frac{\bar{\varepsilon}_m}{\varepsilon_{mu}} \quad (2)$$

$$y_n = \frac{N_{Sd} - E_f \cdot t_{2f} \cdot d_f \cdot \varepsilon_{mu} + \sqrt{N_{Sd}^2 + E_f \cdot t_{2f} \cdot d_f \cdot \varepsilon_{mu} [(2 - k)t \cdot d_f \cdot f_{md} - 2N_{Sd}]}}{t \cdot f_{md}(2 - k) - E_f \cdot t_{2f} \cdot \varepsilon_{mu}} \quad k = \frac{\bar{\varepsilon}_m}{\varepsilon_{mu}} \quad (3)$$

For case ii), failure due to tensile fracture of mesh ( $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ ) and non-linear stress distribution in compression ( $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu}$ ) the equations are:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = f_{md} \cdot \frac{t}{12} [2 \cdot d_f \cdot y_n \cdot \xi \cdot (2 \cdot \xi + 3) + 3 \cdot H \cdot [y_n \cdot (2 + \xi) - \xi \cdot d_f] - 2 \cdot y_n^2 \cdot (\xi^2 + 3 + 3 \cdot \xi) - 3 \cdot \xi^2 \cdot d_f^2] + \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot t_{2f} \frac{d_f - y_n}{12} (2 \cdot y_n + 4 \cdot d_f - 3H) \quad (4)$$

$$\xi = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{fd} \quad (5)$$

$$y_n = \frac{2 \cdot N_{Sd} + t \cdot \xi \cdot f_{md} \cdot d_f + E_f \cdot t_{2f} \cdot d_f \cdot \varepsilon_{fd}}{t \cdot f_{md}(2 + \xi) + E_f \cdot t_{2f} \cdot \varepsilon_{fd}} \quad (6)$$

Finally, for case iii), tensile fracture of mesh ( $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ ) and linear stress distribution in compression ( $\varepsilon_m \leq \bar{\varepsilon}_m$ ) the equations are:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{t \cdot E_m \cdot \varepsilon_{fd}}{12} \cdot \frac{y_n^2}{d_f - y_n} (3 \cdot H - 2 \cdot y_n) + \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot t_{2f} \frac{d_f - y_n}{12} (2 \cdot y_n + 4 \cdot d_f - 3 \cdot H) \quad (7)$$

$$y_n = \frac{N_{Sd} + E_f \cdot t_{2f} \cdot d_f \cdot \varepsilon_{fd} - \sqrt{N_{Sd}^2 + E_m \cdot \varepsilon_{fd} \cdot d_f \cdot t \cdot (E_f \cdot t_{2f} \cdot d_f \cdot \varepsilon_{fd} + 2N_{Sd})}}{\varepsilon_{fd} \cdot (E_f \cdot t_{2f} - t \cdot E_m)} \quad (8)$$

For the definition of quantities, it can be useful to refer to the standard. For the shear resistance, the standard refers to the Turnšek - Čačovič formulation as follows:

$$V_{Rd(CRM)} = \frac{1.5 \cdot \tau_{0(R)} \cdot b \cdot t}{\alpha} \cdot \sqrt{\left( 1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0(R)}} \right)} \quad (9)$$

where  $\tau_{0(R)}$  is the equivalent resistance value that takes into account also the reinforced coating:

$$\tau_{0(R)} = \beta \cdot \left( \tau_{0(U)} + m \cdot \frac{t_c}{t} \cdot \frac{f_{t,c}}{1.5} \right) \quad (10)$$

The last part of the project will concern the validation of the analytical formulas proposed by CNR DT 215/2018 [1] with the results obtained in the ongoing experimental tests.

## 5. CONCLUSIONS

The present paper had the principal aim to give an overview of the experimental tests carried out during the project CONSTRAIN, to better understand the role of the CRM System in existing masonry structures. The reinforcement guarantees very good performance, increasing both resistance and ductility. As a practical design advice, the relations to be used are reported in the paper, these relations provided consistent results with the experimental findings. All these considerations can be very useful to further improve the CRM System.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

The experimental tests presented have been developed within the Italy-Slovenia Interreg project CONSTRAIN, led by the University of Trieste (Italy - Prof. N. Gattesco, Eng. I. Boem, Eng. E. Rizzi and Eng. F. Trevisan), alongside with the University of Ljubljana (Slovenija - Prof. M. Gams, Eng. V. Pučnik and Eng. M. Farič) and the companies Fibre Net S.p.A. (Italy - Eng. C. R. Passerino and S. Grassia), Igmat d.d., Veneziana Restauri Costruzioni S.r.l. and Kolektor CPG d.o.o.

## 7. REFERENCES

- [1] Gattesco N., Boem I. (2017) *Characterization tests of GFRM coating as a strengthening technique for masonry buildings*. Composite Structures, vol. **165**, 39-52, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.07.006.
- [2] Gattesco N., Boem I. (2017) *Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study*. Composites Part B, vol. **128**, 209-222, doi: 10.1016/j.compstruct.2017.01.043.
- [3] Boem I., Gattesco N. (2021) *Rehabilitation of Masonry Buildings with Fibre Reinforced Mortar: Practical Design Considerations Concerning Seismic Resistance*. Key Engineering Materials, vol. **898**, 1-7, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.898.1.
- [4] Gattesco N., Rizzi E., Bez A., Dudine A. (2022) *Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study*, XIX ANIDIS Conference, Seismic Engineering in Italy, Turin, Italy.
- [5] Gattesco N., Rizzi E., Facconi L., Minelli F., Dudine A. (2022) *Investigating the effectiveness of a CRM system: full scale reverses cyclic tests on a two-storey rubblestone masonry building*, XIX ANIDIS Conference, Seismic Engineering in Italy, Turin, Italy.
- [6] CNR DT 215/2018 (2020) *'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures'*. National Research Council, Rome, Italy.
- [7] Dudine A., Bez. A., Bosankic M. and Turri P. (2023) *Retrofit of masonry buildings with CRM - Composite Reinforced Masonry - System: practical design considerations about seismic capacity*. 2<sup>nd</sup> CroCEE, Zagreb, Croatia - March 22-24, 2023.



Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **IMPACTO DA CLASSE DE DUCTILIDADE NO PROJETO E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS**

**JOÃO VALENTE**  
Investigador  
ICS

**NELSON VILA POUCA**  
Professo Auxiliar  
FEUP

**XAVIER ROMÃO**  
Professo Auxiliar  
FEUP

### **SUMÁRIO**

O Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1-1) é o regulamento atualmente em vigor para o projeto de edifícios em zonas sísmicas, substituindo a regulamentação nacional anterior (RSA/REBAP). Neste contexto, pretende-se analisar o impacto da escolha da classe de ductilidade na fase de conceção de um edifício habitacional, avaliando o seu efeito no custo final dos principais elementos estruturais. O objetivo é compreender e quantificar o custo associado ao aumento da segurança sísmica e obter conclusões sobre a viabilidade e adequabilidade da escolha da classe de ductilidade, consoante a localização da estrutura. Para atingir este objetivo, o presente trabalho concebe, dimensiona e detalha os principais elementos sismo-resistentes (paredes) de um edifício localizado no Porto, em Lisboa e em Lagos, considerando diferentes classes de ductilidade, nomeadamente baixa (DCL) e média (DCM). Posteriormente, através de uma análise comparativa, avalia-se a influência da classe de ductilidade e da intensidade da ação sísmica nas soluções estruturais obtidas e nos custos, seguindo as normas estabelecidas pela NP EN 1998-1-1.

### **ABSTRACT**

Eurocode 8 stands out as the European regulation for the design of buildings in seismic zones, replacing the previous national regulations (RSA/REBAP). In this context, this study aims to analyse the impact of the choice of ductility class in the design phase of a residential building, evaluating its effect on the final construction cost. The purpose is to understand and quantify the cost associated with the increase in seismic safety and to obtain conclusions about the feasibility and suitability of the choice of ductility class depending on the location of the structure. To achieve this objective, the present study conceives, designs, and details the primary seismic-resistant elements (walls) of a building located in Porto, Lisbon, and Lagos, considering different ductility classes, namely low (DCL) and medium (DCM). Subsequently, through a comparative analysis, the influence of ductility class and seismic action intensity on the obtained structural solutions and costs is assessed, following the standards established by NP EN 1998-1-1.

**PALAVRAS-CHAVE:** Dimensionamento Sísmico, Projeto de Estruturas, Eurocódigo 8, Ductilidade, Paredes Estruturais.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho integra-se num contexto de projeto e aplica a legislação atual referente ao projeto de edifícios em zonas sísmicas, designadamente a Parte 1 do Eurocódigo 8 [1]. Este estudo pode ser entendido como um caso exemplificativo com uma utilidade prática para projetistas, o qual visa compreender e evidenciar o impacto da escolha da classe de ductilidade nas soluções obtidas para os principais elementos estruturais primários (paredes) de edifícios projetados em diferentes regiões de Portugal continental.

Neste enquadramento, o presente trabalho tem como objetivo fundamental discutir o dimensionamento sísmico dos referidos elementos estruturais primários, avaliando a influência da classe de ductilidade e da intensidade da ação sísmica nas soluções estruturais obtidas e nos respetivos custos. A análise efetuada baseia-se no dimensionamento de dois edifícios com características similares, situados nas regiões do Porto, Lisboa e Lagos. Para cada região, são apresentadas soluções de dimensionamento concretas, determinadas através de uma abordagem que procura o equilíbrio entre segurança e viabilidade prática.

Com base nos resultados obtidos, foi possível estabelecer um conjunto de ilações que auxiliam a tomada de decisão no momento da escolha da classe de ductilidade para as regiões consideradas. Por fim, os resultados permitem também estabelecer uma relação entre o aumento da segurança sísmica, alcançado através da ductilidade conferida, e o correspondente custo envolvido na construção dessas estruturas.

## 2. METODOLOGIA

O trabalho desenvolvido incluiu a análise de dois estudos de caso de estruturas de edifícios de betão armado com características similares, fazendo variar a localização (Porto, Lisboa e Lagos) e a classe de ductilidade (DCL e DCM). Os edifícios analisados designam-se por Edifícios A e B, sendo que os vários casos definidos são sintetizados na Tabela 1.

Tabela 1- Características de cada caso de estudo.

Caso	Localização	Caso	Localização	Classe de ductilidade	Coefficiente de comportamento q
A1	Porto	B1	Lisboa	DCL	1.5
A2	Porto	B2	Lisboa	DCM	3.0
A3	Lisboa	B3	Lagos	DCL	1.5
A4	Lisboa	B4	Lagos	DCM	3.0

O comportamento das estruturas foi analisado através de uma análise modal por espectro de resposta, onde foi possível determinar as propriedades dinâmicas e os efeitos da ação sísmica. A incursão no regime não linear e a capacidade de dissipação de energia foram tidas em conta através de um dimensionamento sísmico baseado em forças reduzidas pelo coeficiente de comportamento, tal como proposto no Eurocódigo 8.

O dimensionamento e o estudo comparativo de custos estão limitados aos elementos estruturais primários mais importantes, neste caso as paredes. Estes elementos, pela sua relação de rigidez (EI), dominam e controlam o comportamento dinâmico dos edifícios, captando e resistindo quase à totalidade das forças de inércia. Atendendo a que o sistema estrutural dos edifícios considerados tem uma classificação do tipo “parede” de acordo com o Eurocódigo 8, adotaram-se os seguintes valores para os coeficientes de comportamento das várias classes de ductilidade:

- para a classe DCL,  $q=1.5$ ;

- para a classe DCM,  $q=3.0$ .

No processo de dimensionamento para a classe DCL, aplicaram-se as disposições que constam no Eurocódigo 2 [2], nomeadamente no que diz respeito às paredes. No dimensionamento para a classe DCM, aplicaram-se as disposições do EC8 [1] necessárias para assegurar ductilidade nas zonas dissipativas, complementadas pelas disposições relevantes do Eurocódigo 2. Contudo, o presente trabalho apenas descreve o dimensionamento da zona crítica das paredes (a base), onde o momento fletor é máximo. A armadura longitudinal dessas zonas foi determinada, avaliando a secção sujeita a flexão desviada com esforço axial, com auxílio do software *2D Design* [3].

Salienta-se que, para o edifício dimensionado em Lagos para a classe DCL, foi necessário alterar a espessura das paredes de 20cm para 30cm. Esta alteração resultou da condição associada ao valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, o qual está limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas. Este aspeto é particularmente relevante quando se considera o projeto deste tipo de edifícios com a classe DCL em zonas de intensa atividade sísmica, dado que pode ocasionar incompatibilidades com o projeto de arquitetura. Apesar de ser possível dimensionar alguns dos casos, especialmente os da classe DCM, com paredes de 20cm de espessura, optou-se por dimensionar em todos os casos paredes de 30cm de espessura, de modo a tornar mais fácil a comparação dos resultados.

Após o dimensionamento, foi avaliada e quantificada a influência da classe de ductilidade no custo da estrutura. No entanto, como o dimensionamento das paredes apenas incidiu na zona da base, considerou-se a continuidade da solução por toda a altura. Na realidade de projeto, acima da zona crítica, a quantidade de armadura seria reduzida, o que implica que a avaliação e respetiva comparação de resultados apresentada sobrevaloriza ligeiramente o impacto da escolha da classe de ductilidade.

### 3. CASOS DE ESTUDO

Os edifícios analisados são compostos por sistemas estruturais de betão armado típicos de edifícios de habitação. Os edifícios são regulares em altura, com 7 pisos acima do solo, sendo que cada um deles apresenta um pé direito de 3m. A área de implantação de cada edifício é, aproximadamente, 500m<sup>2</sup>, com dimensões em planta de 33.35x15m<sup>2</sup>.

#### 3.1. Descrição das estruturas

##### 3.1.1. Edifício A

A estrutura do edifício é constituída por lajes maciças com espessura constante de 20cm, sustentadas por um sistema de pilares e vigas, funcionando unidireccionalmente, de forma a descarregar os esforços na direção da menor dimensão em planta. Além das vigas que apoiam as lajes, o edifício conta também com vigas de bordadura com uma altura superior, que suportam as paredes de fachada mais robustas, conferindo maior resistência às ações horizontais e aos possíveis efeitos torsionais. Apresenta-se na Fig. 1 a planta estrutural do edifício A, doravante referido como EA. Na Fig. 2 e na Fig. 3 ilustram-se as secções transversais tipo das vigas e dos pilares, respetivamente.

Na tentativa de minimizar o efeito de torção dos pisos, foram acrescentados dois pórticos de fachada melhorados na direção Y, compostos pelas vigas V2 (Fig. 2) e pelos pilares P2 (Fig. 3). Deste modo, a existência de uma maior rigidez localizada na periferia do edifício proporciona, se necessário, um binário de forças resistente de braço maximizado. Adicionalmente, refere-se que os acessos verticais da estrutura são feitos por uma caixa de escadas (CE1) e uma caixa de elevadores (CE2), constituídas por paredes de betão armado com 20cm de espessura.



Fig. 1 – Planta estrutural do edifício A (EA).

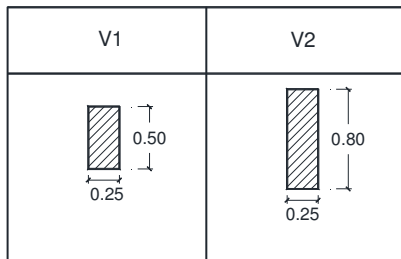


Fig. 2 – Secções transversais das vigas.

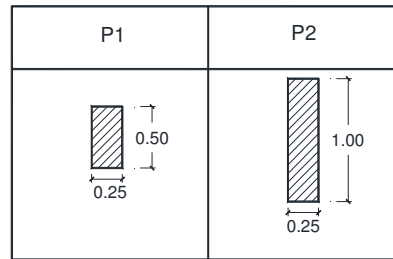


Fig. 3 – Secções transversais dos pilares.

### 3.1.2. Edifício B

A estrutura do edifício B é baseada na estrutura do edifício A, mas adaptada ao cenário sísmico em que está inserida. Foram adicionadas paredes estruturais com o propósito de aumentar a rigidez global do sistema estrutural, não se considerou adequado utilizar a mesma estrutura no Algarve, onde a intensidade sísmica é máxima.

Em relação à descrição estrutural, as informações apresentadas em 3.1.1. permanecem válidas, com a particularidade de se acrescentarem quatro paredes estruturais na direção X e outras duas na direção Y, com espessura de 25cm, as quais substituíram os pilares P2. Na Fig. 4, apresenta-se a planta estrutural do edifício B, doravante referido como EB.

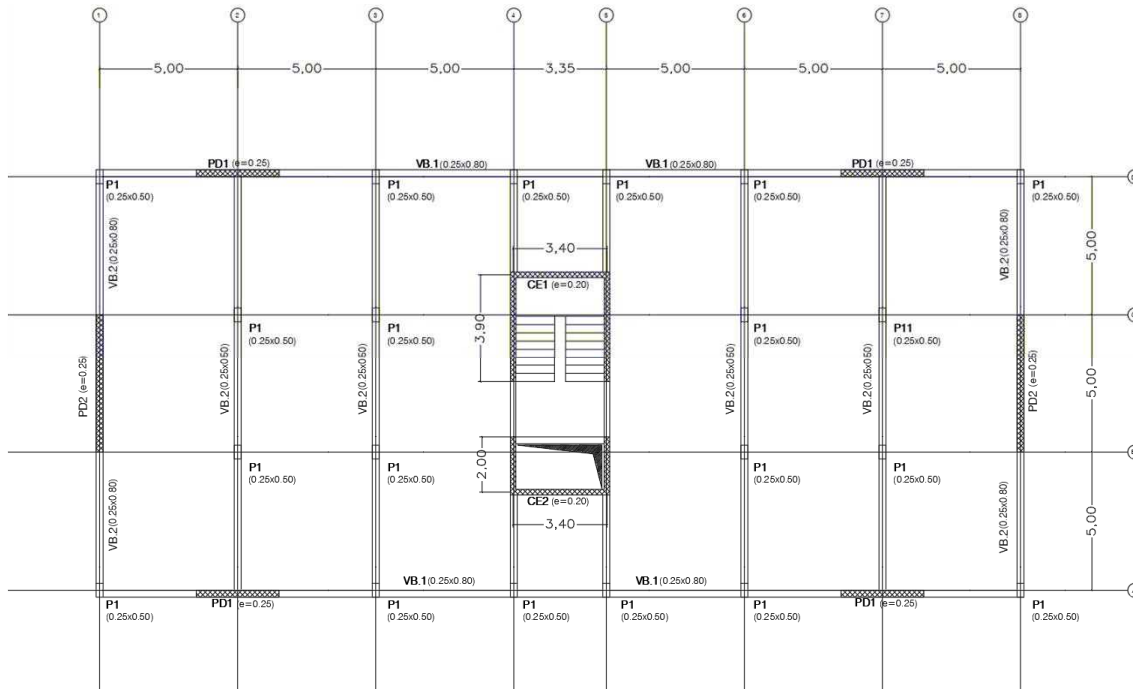


Fig. 4 - Planta estrutural do edifício B (EB).

### 3.2. Propriedades materiais consideradas

Na estrutura destes edifícios, todos os elementos estruturais de betão se enquadram na classe XC1, tendo sido considerado um betão de classe de resistência C30/37 e um recobrimento de 30mm. Quanto ao aço, o Eurocódigo 8 recomenda a utilização de aço de armaduras para betão armado da classe B ou C, de acordo com o Eurocódigo 2. Assim, considerou-se que os elementos da estrutura em betão armado são compostos por aço A500NR de alta ductilidade. As propriedades materiais relevantes das classes de betão e aço consideradas são apresentadas nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Características do betão C30/37.

$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$\nu$
30	20	33	2.9	0.2

Tabela 3 - Características do aço A500NR.

$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]	$\nu$
500	435	200	0.3

### 3.3. Modelação estrutural

De modo a representar as características essenciais do comportamento dinâmico da estrutura, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional elástico para cada caso de estudo. Esta modelação foi desenvolvida com recurso ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis* (Fig. 5 e Fig.6). O modelo adotado para o dimensionamento sísmico teve como base o modelo geral sujeito às restantes ações, considerando uma redução de 50% na rigidez de flexão e esforço transversal, de modo a contabilizar o efeito da fendilhação.

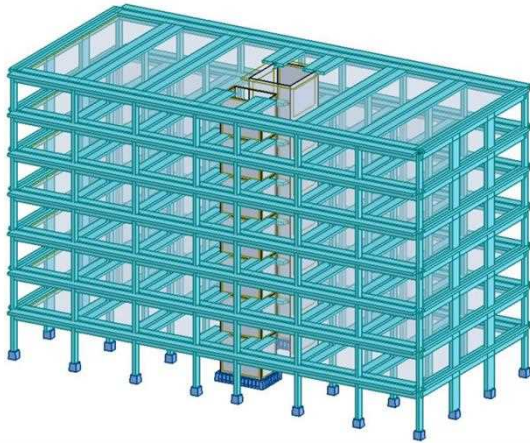


Fig. 5 – Modelo tridimensional do EA.



Fig. 6 – Modelo tridimensional do EB.

Em ambos os modelos foram tidos em conta alguns aspetos que permitem representar o comportamento dos edifícios com um grau de realismo adequado, tais como:

- pilares e vigas materializados com elementos de barra e as paredes estruturais com elementos de casca;
- definição de uma malha quadrada regular de elementos finitos, que garante um mínimo de 10 elementos por vão e assegura a concordância essencial entre os nós das lajes e das paredes resistentes;
- prolongamento dos elementos de barra, em dois elementos finitos, no sentido do interior da parede/núcleo, de forma a assegurar uma adequada transmissão de esforços entre estes;
- considerar uma rigidez de torção das vigas e dos pilares quase nula, de modo a evitar que parte dos esforços de flexão sejam equilibrados por esforços de torção.

### 3.4. Ações consideradas

O peso próprio da estrutura foi determinado pelo programa de cálculo, enquanto as restantes ações verticais consideradas foram as seguintes:

- restantes cargas permanentes (RCP), com uma carga distribuída igual a  $3.2\text{kN/m}^2$ ;
- sobrecarga em pavimentos (SOB) no valor de  $2.0\text{kN/m}^2$ .

Relativamente às ações horizontais, representou-se a ação sísmica através de espetros de resposta. O edifício analisado destina-se a uso residencial, pertence à classe de importância II, e considerou-se que estaria fundado em solo do tipo B. Os valores dos parâmetros definidores do espetro de resposta elástico horizontal, apresentados na Tabela 4, permanecem constantes nos vários casos considerados, pois não dependem da localização do edifício. A aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) foi definida de acordo com o estipulado no Anexo Nacional do Eurocódigo 8, conforme a localização do edifício em estudo.

Tabela 4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal.

Parâmetros	Ação Sísmica	Ação Sísmica
	Tipo 1	Tipo 2
$S_{máx}$	1.35	1.35
$T_B$ (s)	0.10	0.10
$T_C$ (s)	0.60	0.25
$T_D$ (s)	2.00	2.00

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Análise Modal

Na presente secção são expostos, a título de exemplo, os resultados da análise modal do edifício A, nomeadamente os modos fundamentais de vibração.

Os três primeiros modos representam os modos fundamentais de vibração da estrutura EA, que evidenciam uma contribuição significativa de massa:

- o primeiro modo, com um período ( $T$ ) de 0.98s, mobiliza 72.0% da massa na direção X, e corresponde a um movimento de translação pura segundo aquela direção (Fig.7);
- o segundo modo, com um  $T$  de 0.86s, mobiliza 31.4% da massa na direção Y mas a configuração também exibe um movimento de torção (Fig. 8);
- o terceiro modo, com um  $T$  de 0.73s, mobiliza 42.3% da massa na direção Y, exibindo, tal como o segundo modo, um movimento de torção (rotação do piso).

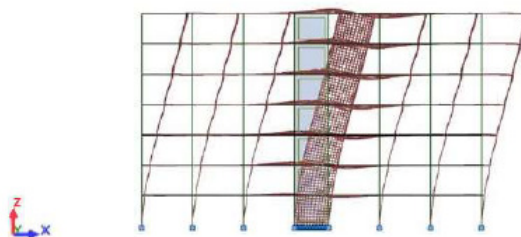


Fig. 7 – Deformada do 1º modo (translação na direção X).



Fig. 8 – Deformada do 2º modo (torção), à esquerda vista lateral e à direita vista de cima.

Os modos torcionais surgem como consequência da configuração peculiar da estrutura do EA: forma alongada e disposição das paredes estruturais no centro do edifício. Contudo, constatou-se que, mediante a introdução de pórticos mais rígidos na periferia do edifício, a deformação imposta pelo movimento de rotação do piso é limitada, mesmo nos pontos mais críticos.

No edifício EB, em oposição ao sucedido com o EA, ambos os modos de translação precedem o modo de torção, fruto do aumento de rigidez torsional proporcionado pelas paredes situadas na periferia do edifício.



## 4.2. Soluções de dimensionamento

Nas seguintes figuras, apresentam-se as soluções finais de armadura da caixa de escadas (CE1) e da caixa de elevadores (CE2), obtidas para os edifícios EA e EB em localizações diferentes.

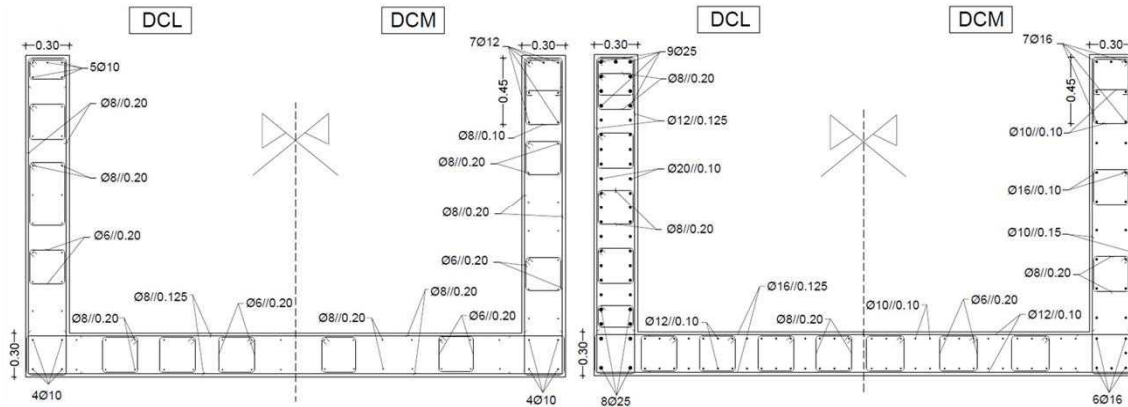


Fig. 9 – Solução da CE2 do EA no Porto (casos A1 e A2). Fig. 10 – Solução da CE2 do EA em Lisboa (casos A3 e A4).

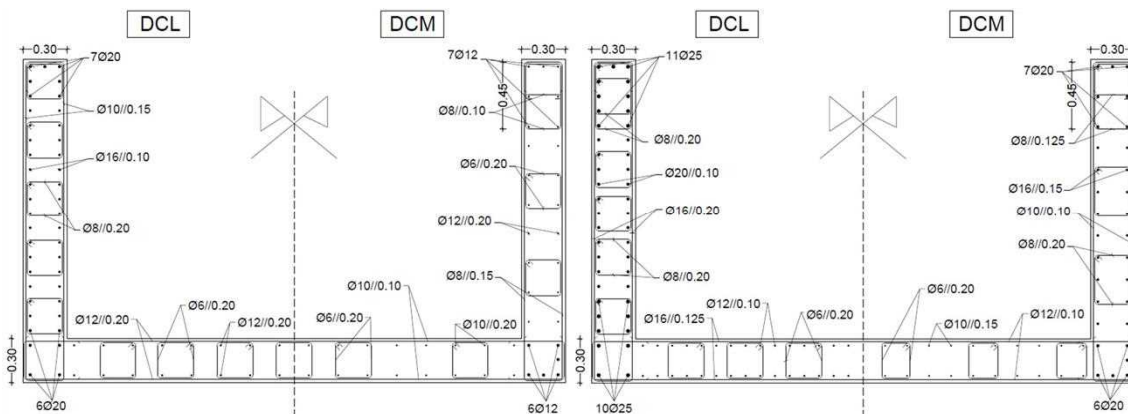


Fig. 11 – Solução da CE2 do EB em Lisboa (casos B1 e B2). Fig. 12 – Solução da CE2 do EB em Lagos (casos B3 e B4).

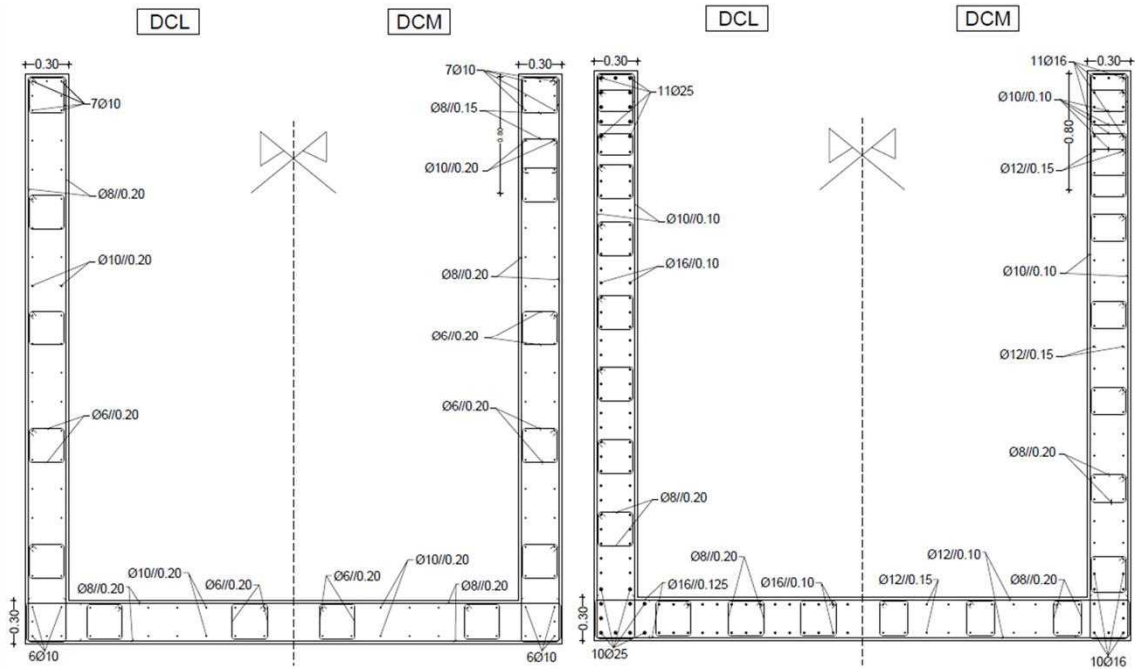


Fig. 13 – Solução da CE1 do EA no Porto (casos A1 e A2).  
 Fig. 14 – Solução da CE1 do EA em Lisboa (casos A3 e A4).

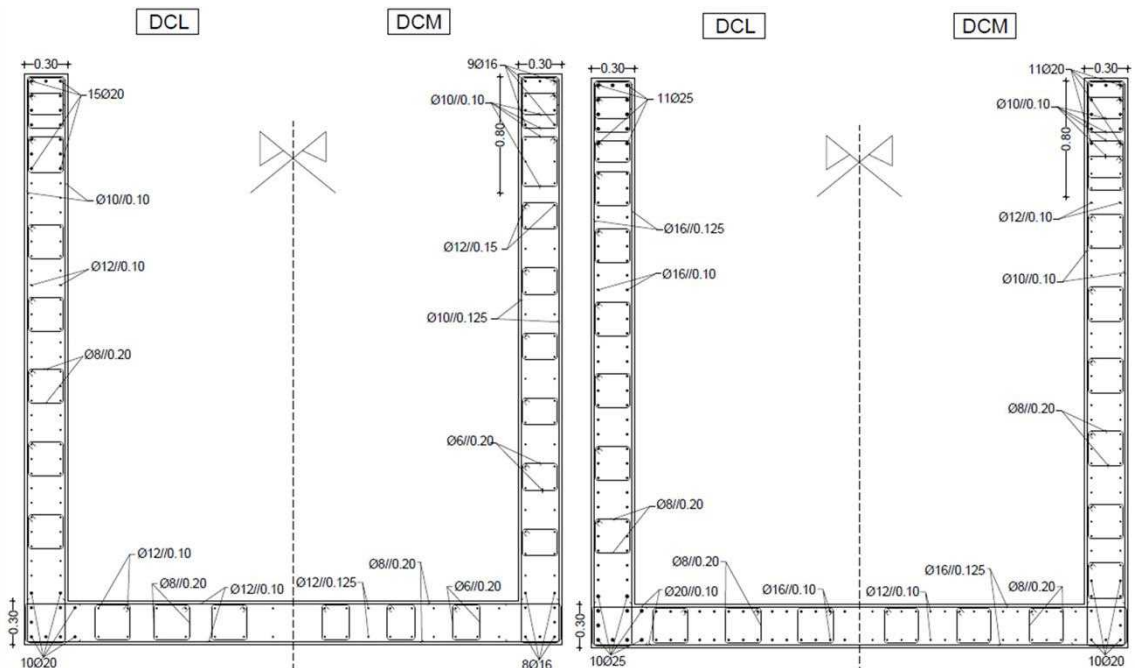


Fig. 15 – Solução da CE1 do EB em Lisboa (casos B1 e B2).  
 Fig. 16 – Solução da CE1 do EB em Lagos (casos B3 e B4).

A título de exemplo, apresenta-se na Fig. 17 e na Fig. 18 os gráficos de interação de esforços em flexão desviada, para a CE2 e para os casos A3 e A4 (EA em Lisboa), que representam a envolvente de rotura correspondente à combinação condicionante. A sua análise permite atestar a segurança para qualquer combinação de  $N_{Ed}$ ,  $M_{Edx}$  e  $M_{Edy}$ , dado que nenhum ponto representativo se encontra no exterior da superfície de interação.

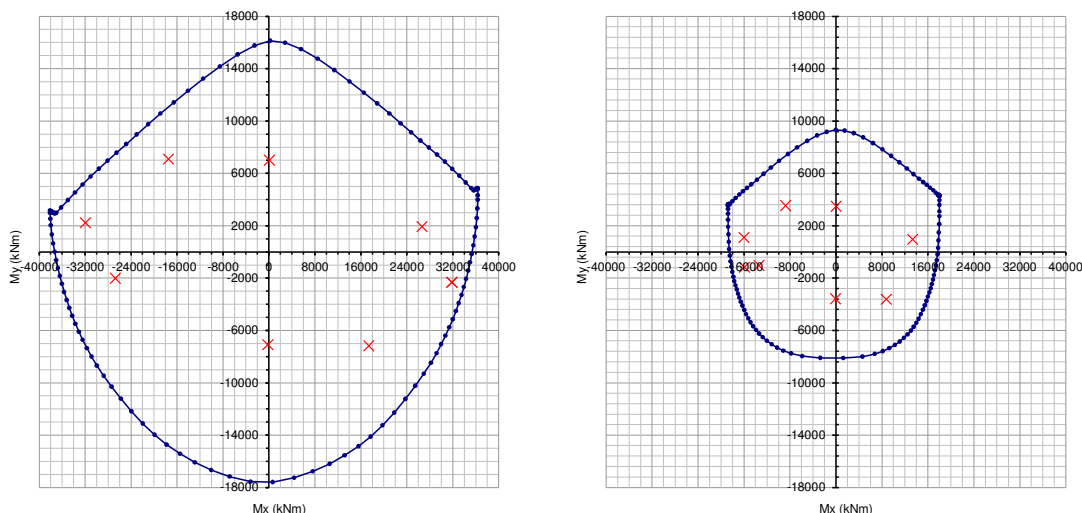


Fig. 17 – Gráfico de interação da flexão desviada, para a CE2, caso A3 (DCL, Lisboa), 2D DESIGN ULS [3].  
 Fig. 18 – Gráfico de interação da flexão desviada, para a CE2, caso A4 (DCM, Lisboa), 2D DESIGN ULS [3].

Os edifícios situados no Porto, sujeitos a forças de inércia reduzidas (baixo coeficiente sísmico), não requerem dimensionamento sísmico de impacto relevante especializado e sujeito a detalhe. A solução de armadura adotada (Fig.9) foi condicionada pelos requisitos mínimos de armadura, estipulados pelos regulamentos mencionados. O aumento de 1.5 para 3.0 no valor do coeficiente de comportamento, do caso A1 (DCL, Porto) para o caso A2 (DCM, Porto), causa uma redução de 50% nos esforços de dimensionamento. Contudo, não é visível o impacto desta redução na solução de armaduras adotada. Apesar da atenuação dos esforços de dimensionamento, adotaram-se percentagens mínimas de armadura longitudinal no elemento de extremidade.

Os edifícios situados nas regiões de Lisboa e Lagos, quando projetados para a classe DCL, estão sujeitos a elevadas forças de inércia, que se refletem nos esforços de dimensionamento. Em consequência, observa-se que, para um determinado edifício, a área de armadura adotada para a classe DCL equivale, sensivelmente, a 2 vezes a área de armadura adotada para a classe DCM. Adicionalmente, para um determinado edifício dimensionado para a classe DCM, a metodologia de sobredimensionamento por meio da envolvente de esforço transversal conduz a uma solução de armadura de corte que continua a ser inferior em comparação com a correspondente armadura obtida para esse edifício dimensionado para a classe DCL.

### 4.3. Comparação de custos

Dada a importância da região de Lisboa no panorama português – intensa atividade sísmica e elevada densidade de edificação –, considerou-se, para o caso A3 (DCL, Lisboa), um custo de 250€/m<sup>2</sup> de pavimento, que se adequa à estrutura de um edifício desta gama: habitação, com laje maciça vigada. Assim, tendo em conta a área de implantação (500.25m<sup>2</sup>) e o número de pisos (6 pisos e cobertura), estima-se que o valor total da estrutura é de 875 438€.

Nos restantes casos, o custo global da estrutura foi determinado utilizando como referência o valor estabelecido para o caso A3 (875 438€). A esse valor foi deduzido o custo das paredes estruturais do caso A3 e, então, somado o correspondente custo das paredes estruturais específicas ao caso em estudo.

O custo total das paredes estruturais foi determinado incluindo o valor dos materiais (betão e aço) e da cofragem. O custo unitário dos materiais adotados, apresentado na Tabela 5, reflete, à data, uma aproximação dos valores reais praticados pelas empresas do setor.

Tabela 5 – Custo unitário dos materiais considerados.

Material	Custo
Betão	120 [€/m <sup>3</sup> ]
Aço (s)	2 [€/kg]
Cofragem	20 [€/m <sup>2</sup> ]

No edifício A (EA), as caixas CE1 e CE2 representam uma percentagem em relação ao custo total da estrutura, que se estima ser:

- 4.8% no caso A1 (Porto, classe DCL);
- 5.0% no caso A2 (Porto, classe DCM);
- 9.5% no caso A3 (Lisboa, classe DCL);
- 6.8% no caso A4 (Lisboa, classe DCM).

Seguindo a metodologia acima explanada, o estudo comparativo do EA foi realizado tomando o caso A1 como referência, obtendo-se um custo total da estrutura no valor de 832 170€. Deste modo, infere-se que o custo total da estrutura deste edifício no Porto dimensionada para a classe DCL sofre um aumento de:

- 0.1% quando projetada para a classe DCM no Porto;
- 5.2% quando projetada para a classe DCL em Lisboa;
- 2.1% quando projetada para a classe DCM em Lisboa.

No edifício B (EB), o custo das caixas CE1 e CE2 e das restantes paredes representam uma percentagem em relação ao custo total da estrutura, que se estima ser:

- 13.7% no caso B1 (Lisboa, classe DCL);
- 11.2% no caso B2 (Lisboa, classe DCM);
- 17.9% no caso B3 (Lagos, classe DCL);
- 13.6% no caso B4 (Lagos, classe DCM).

O estudo comparativo do EB foi realizado tomando o caso B1 como referência, com um custo total da estrutura no valor de 917 645€. Deste modo, infere-se que o custo total da estrutura deste edifício em Lisboa dimensionada para a classe DCL sofre:

- uma redução de 2.9% quando projetada para a classe DCM em Lisboa;
- um aumento de 5.2% quando projetada para a classe DCL em Lagos;
- uma redução de 0.1% quando projetada para a classe DCM em Lagos.

O impacto da variação da classe de ductilidade considerada e da localização do edifício torna-se ainda menos relevante quando comparada com o valor global da construção, resultando, assim, num acréscimo de custo diminuto para o consumidor final.

## 5. CONCLUSÃO

Com base nas análises efetuadas e nos resultados obtidos, salientam-se algumas conclusões relevantes relacionadas com o impacto da classe de ductilidade no projeto de edifícios de betão armado da tipologia considerada.

Em áreas onde se espera uma maior intensidade sísmica (Lisboa e Lagos), há uma clara desvantagem em dimensionar estruturas com reduzida exploração de ductilidade.

Quando se considera a classe DCL, os elementos estruturais são dimensionados para esforços de elevada magnitude, o que resulta num aumento significativo dos custos, tanto em termos de armadura longitudinal como de armadura transversal. As soluções finais das paredes estruturais são altamente armadas; com concentração excessiva de varões, não refletindo, portanto, boas práticas construtivas em obra. Além do mais, como referido no caso A3 (DCL, Lisboa), o nível de esforço transversal observado condiciona a espessura da parede, implicando o seu aumento. Nestas condições, podem surgir incompatibilidades com o projeto de arquitetura. Por último, existem claras desvantagens em adotar a classe DCL em Lisboa e Lagos dado que, se ocorrer um sismo cuja intensidade ultrapasse a de projeto, a estrutura não possui ductilidade para acomodar deformações inelásticas e poderá colapsar.

Em áreas de menor intensidade sísmica, como o Porto, dado que as forças horizontais de inércia geradas pela ação sísmica são muito reduzidas, é viável dimensionar a estrutura para resistir ao sismo de projeto em regime quase elástico (DCL) do ponto de vista financeiro. Importa salientar que a complexidade do projeto e, conseqüentemente, a complexidade exigida na obra, aumentam devido aos requisitos de dimensionamento e pormenorização estabelecidos pelo EC8. Assim, não se reconhecem vantagens em dimensionar de acordo com os requisitos da classe DCM para o Porto (a ductilidade não será explorada).

Do ponto de vista económico, a alteração da classe de ductilidade de DCM para DCL resulta num aumento do custo relativo da estrutura em relação ao valor global da construção entre 1% a 3%. Sob uma perspetiva estritamente monetária, este aumento de custo diminuto não é perceptível pelos clientes, o que poderia tornar viável dimensionar a estrutura em DCL para Lisboa e Lagos. Contudo, os aspetos já referidos caso ocorra um sismo de maior intensidade são essenciais, recomendando-se, portanto, a opção pela classe de ductilidade média (DCM).

Assim, para um edifício desta categoria, caso o projetista tenha a opção de escolher entre as duas classes de ductilidade, recomendam-se as seguintes decisões:

- No Porto, é possível optar entre a classe DCL e DCM, no entanto, não há vantagens significativas em conferir ductilidade à estrutura;
- Em Lisboa e Lagos, apesar do aumento da complexidade envolvida no projeto, resultado da aplicação do EC8 e pelos motivos mencionados anteriormente, é aconselhável adotar a classe DCM.

Os resultados apresentados relativos aos custos e à influência da classe de ductilidade não devem ser generalizados, uma vez que os estudos de caso consideram edifícios com características singulares, nomeadamente o sistema estrutural do tipo parede. É importante notar que, por exemplo, para edifícios com um sistema porticado, algumas conclusões poderão ser distintas. A aplicação da metodologia de dimensionamento por capacidade resistente, estabelecida pelo EC8, poderá envolver alterações na geometria dos pilares e das vigas, pelo que os resultados deste trabalho devem apenas servir de termo de comparação para edifícios que, tal como este, dependam essencialmente das paredes de betão armado para garantir a segurança sísmica.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] CEN. Norma Europeia EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010a.
- [2] CEN. Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de Betão; Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010b.
- [3] Mota Pinheiro, N.; Vila Pouca, N. (2006). Design of RC sections subjected to biaxial bending – Program 2D Design. Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **INVESTIGATING THE IMPACT OF EUROCODE 8 REVISION ON SMRF DESIGN AND PERFORMANCE: A COMPARATIVE STUDY**

**MELAKU SEYOUM LEMMA**

PhD student  
ISISE, UC

**CARLOS REBELO**

Professor  
ISISE, UC

**LUIS SIMOES DA SILVA**

Professor  
ISISE, UC

### **SUMÁRIO**

Este artigo compara o projeto sísmico de Pórticos Simples em aço (SMRFs) calculados usando as regras específicas na versão atual Eurocódigo 8 e na respetiva versão em revisão. Para o efeito foi realizado um estudo de caso paramétrico de 96 pórticos variando classes de ductilidade, número de pavimentos, comprimento de vão e classe do aço. Os resultados destacam os efeitos das mudanças introduzidas, mostrando que a estabilidade deixa de ser o requisito dominante na nova versão do Eurocódigo em revisão, permitindo também soluções mais leves.

### **ABSTRACT**

This paper compares seismic designs and performances of steel moment-resisting frames (SMRFs) designed using the specific rules for steel design given in the current & revised versions of Eurocode 8. A parametric case study of 96 frames is conducted varying key parameters such as design code, ductility classes, number of storeys, span length, and material strength. The case study frames are analysed and designed to both versions of the EC8, and their seismic performances are investigated through non-linear static and dynamic analyses. The results highlight the effects of the recent changes, showing that stability is not the governing requirement with the revised code and that lighter solutions in terms of steel mass were possible for the regularly spaced frames using the revised code.

**PALAVRAS-CHAVE:** SMRFs, Eurocodigo 8, Ligações viga-pilar, Desempenho e comportamento sísmico



## 1. INTRODUCTION

Since the release of the current version of Eurocode 8 part 1 (EC8) [1] in 2006, both practising engineers and researchers alike have been assessing and commenting on some of its recommendations. One such issue has to do with the lateral stability check procedures using the inter-storey drift ratios (ISDR). The seismic design of SMRFs is largely governed by the lateral stability and drift requirements. Apart from lateral stability check, the quantification of second-order effects is also made through the inter-storey drift sensitivity index. The estimation of this index in EC8 has been commented upon and criticized [2]–[4] through scientific findings and sustained design experiences. Another aspect of the code that was widely investigated [5]–[8] has to do with the ductility class definitions and the associated behaviour factors. Research has pointed out that there could be discrepancies between the design objectives, i.e., design for the structure to behave inelastically to dissipate energy, and the actual design which was found to behave in the elastic range. Consequently, an improved design force-based methodology by focusing on minimizing the over-strength ratio of dissipative elements is proposed in [8], [9].

With the application of the capacity design concept, the beams were the only dissipative elements for SMRFs that have rigid joints. In recent years, however, the use of partial strength and semi-rigid joints has been allowed in codes [10]. This would enable taking advantage of the joints' ductility in dissipating seismic energy. The flexibility of the joints plays an important role in the distribution of internal forces, deformations, and stability of steel frames [11]–[14]. It was shown that the global behaviour of SMRFs can be affected by the behaviour of the panel zone depending on the strength of the web panel, i.e., whether it is designed to perform elastically in a seismic event or is allowed to dissipate energy.

Dissipative structures demand a satisfactory level of ductility in the joints as the global performance of steel structures in a seismic scenario is highly influenced by the post-elastic behaviour of the connections. Ductile joints are crucial in seismic-resistant steel structures due to their role in absorbing and dissipating energy. In line with this, the pre-normative research project EQUALJOINTS [15] implemented an additional classification of joints termed "equal strength" and considered the use of semi-rigid connections in seismic conditions. Equal-strength joints range between full and partial-strength connections. [15] classifies joints based on the strength of the connection as either weak, equal, or full strength, while the web panel is classified as either weak, balanced, or strong. A set of coefficients and ratios for the estimation of joint and connection stiffness and strength for prequalified joints have been used in this study.

This paper aims to: (1) evaluate the influence of the normative changes on the design of SMRFs and (2) assess the performance of frames designed to both versions of the code through non-linear analyses. Reference is made to the draft revised code prEN 1998-1-2:2021 (E) [16], henceforth in this paper referred to as the 'revised code' in comparison with EN 1998-1: 2006 [1] henceforth in this paper referred to as the 'current code'. In addition to assessing the effects of the code revisions, the significance of joint models and mathematical representations are investigated. Firstly, the frames are analysed and designed disregarding the joint dimensions. The frames' performances are then assessed using a refined joint modelling technique. In addition to the node dimension, the refined joint model incorporates the connection strength and joint stiffness. The implications of the changes in the forthcoming revised Eurocode for seismic design are analysed. Finally, a performance assessment of the parametric case-study frames via non-linear static analysis is presented and the results of the case studies are elaborated, and conclusions are presented.

## 2. REVISED EC8 PROVISIONS FOR SMRFS

A summary of the most important changes relevant to steel moment-resisting frames in the third working draft of the code under revision – prEN 1998-1-2:2021 (draft issued in October 2021) [16] is highlighted in Table 1. The revised part 1-1 of the code [17] introduces three structural ductility classes: DC1 (low-dissipative capacity), DC2, and DC3 (both with dissipative capacity). DC1, akin to DCL, considers overstrength capacity while disregarding deformation and energy dissipation. Unlike DCM and DCH, DC2 emphasizes local overstrength, deformation, and energy dissipation, excluding the weak beam-strong column criterion. Global plastic capacity in DC2 is controlled by limiting drift and second-order effects [18]. DC3, positioned between DCM and DCH, additionally checks for the structure's ability to form a global plastic mechanism at a significant damage limit state. Overall, DC2 is less stringent than DCM, while DC3 falls between DCM and DCH [18].

Table 1: Behaviour factors for multi-storey moment-resisting steel frames

Parameter	Current Code [1]		Revised Code [16]	
	DCM	DCH	DC2	DC3
Behaviour factor	4	$5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$q_D = 1.8$ $q_R = 1.3$ $q = 3.5$	$q_D = 3.3$ $q_R = 1.3$ $q = 6.5$
Inter-Story Drift	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{V_{tot} \cdot h}$		$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{\omega_{rm} \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h}$	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{\omega_{rm} \cdot \max(\Omega_d \cdot q_R, q_S) \cdot V_{tot} \cdot h}$
Over-strength	$\gamma_{ov} = 1.25$		$\omega_{rm} = 1.45, 1.35, 1.25$ and $1.2$ for S235, S275, S355 and S460	
Design Actions	$E_{Ed} = E_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E}$		$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E}$	$E_{Ed} = E_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot E_{Ed,E}$
Connection Strength	$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$		$R_d \geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot R_{fy}$	
Local hierarchy	$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$		$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ (Can be neglected)	$\sum M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \geq$ $\sum \left[ \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{b,pl,Rd} + S_h \cdot V_{Ed,M}) + S_h \cdot V_{Ed,G} \right]$

Furthermore, the revised code forgoes the generic naming “over-strength factor”  $\gamma_{ov}$ . New terms are defined representing the different sources of over-strength: random material variability over-strength ( $\omega_{rm}$ ) to account for the possibility that the actual yield strength of steel is higher than the nominal yield strength, and strain-hardening over-strength ( $\omega_{sh}$ ). The total behaviour factor,  $q$ , is now given as a product of three components that account for over-strength due to the redistribution of seismic action in redundant structures ( $q_R$ ), the deformation and energy dissipation capacity ( $q_D$ ), and over-strength due to all other sources ( $q_S$ ) which is assumed to have a value of 1.5.

$$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D \quad (1)$$

A comparison of the behaviour factors in the current and revised versions of the code is shown for multi-storey moment-resisting steel frames in Table 1. It is to be noted that the behaviour factor for medium ductility class frames has been reduced in the revised version. Moreover, new limits have been placed on the selection of ductility classes for design depending on the intensity of seismic action. The selection is made depending on the seismic action index ( $S_\delta$ ) which is a product of the spectral acceleration (475 years return period) and three factors that account for the consequence class of the structure, the site, and topography amplifications. In the case of moment-resisting frames, the code indicates that SMRF structures cannot be designed to DC1 and DC2 when the seismic

action index  $S_\delta$  exceeds  $5\text{m/s}^2$  and  $6.5\text{m/s}^2$ , respectively. There are no limits to carrying out designs to the requirements of DC3.

The inter-storey drift sensitivity index formulation has been modified following relevant research. The revised code proposes a formulation for the stability index,  $\theta$ , that takes the material randomness, design over-strength factor, and redundancy factors into consideration. It is also to be noted that the inter-storey drift at the significant damage limit state,  $d_{r,SD}$ , is limited to 2.0% of the storey height.

$$d_{r,SD} \leq 0.02 \cdot h \tag{2}$$

As shown in Table 1, two distinct formulae have been proposed in the revised code for the two dissipative ductility classes, DC2 and DC3. The current code scales all internal action effects of seismic load cases by an amplitude equal to  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$  irrespective of the ductility class. On the other hand, the more recent formulation magnifies only the seismic axial forces by a factor of  $\Omega$ , a code-prescribed seismic action magnification factor, for ductility class 2 (DC2). A value of  $\Omega = 2$  has been recommended for moment-resisting frames. In the case of ductility class 3 (DC3), however, all internal action effects from the seismic load case are to be magnified by a factor  $\omega_{rm}\omega_{sh}\Omega_d$  that accounts for the material randomness and strain hardening over-strength factors, and the system dissipative elements over-design, respectively. The design rules for connections in dissipative zones have been revised by replacing the magnification factor  $1.1 \cdot \gamma_{ov}$  by  $\omega_{rm} \cdot \omega_{sh}$  for consistency with non-dissipative members.

The local hierarchy rule is meant to ensure that the summed resistance of columns at every joint except the top floor holds at least a reserve of 30% additional capacity than that of the connected beams. This requirement is to be fulfilled for all ductile frames in the current code. For columns in DC2 in the revised code, however, this requirement may be neglected. On the other hand, for columns in DC3, the revised code dictates that local and global hierarchy rules should be verified. Designs should satisfy an additional requirement (see Table 1) at a joint.

In summary, as the design of SMRFs is usually governed by stability and drift requirements, the new provisions for the inter-storey drift sensitivity index stand out among the changes. In addition, the lowered behaviour factor, and the relaxed design rules for DC2 make it interesting to investigate the implications of these rules.

### 3. CASE STUDY FRAME DESIGNS

To examine the impact of key changes in code revisions, a parametric case study considered material grade, ductility class, number of floors, bay width, and joint model. The site location thus the ground and response spectrum type are assumed to be the same throughout the designed frames. A summary of the parameters varied is presented in Table 2.

Table 2: Design and performance assessment parameter variations

Parameter		Design				Assessment	
Type	Spans (m)	N <sup>o</sup> Floors	Location	DC - Q	Code	Grade	Joint
1	6;6;6;6	3	(0.35g,	DC2	Current	S235	Center-line
2	8;8;8;8	6	Type 1,	DCM			
3	4;8;8;4	9	Soil type	DC3	Revised	S355	ES-B-E
4	8;6;6;8		B)	DCH			

Ninety-six 3, 6, and 9-storey moment resisting frames were studied, maintaining plan configuration consistency. Each frame had a typical 3.5m storey height, resulting in total building heights of 10.5m, 21m, and 31.5m. Seismic resistance relied on moment-resisting perimeter frames, with inner bays designed for gravity loads. Frames in the principal Y direction (Fig. 1) were analysed using a 2D frame approach, considering planar and vertical regularity. A braced frame that can adequately support the design actions is assumed to exist in the other principal direction.

Linear response spectrum analysis, accounting for sway imperfections and second-order effects, was conducted using OpenSeesPy [19]. Given the lack of commercially available programs to handle design to the revised EC8 [16], a separate design module was written in Python. In the iterative process of design, a consistent approach composed of five steps was devised in order to have a similar approach to all designs. A detailed explanation of the tools and procedures used for the analyses and design of the case study frames can be found in [20].

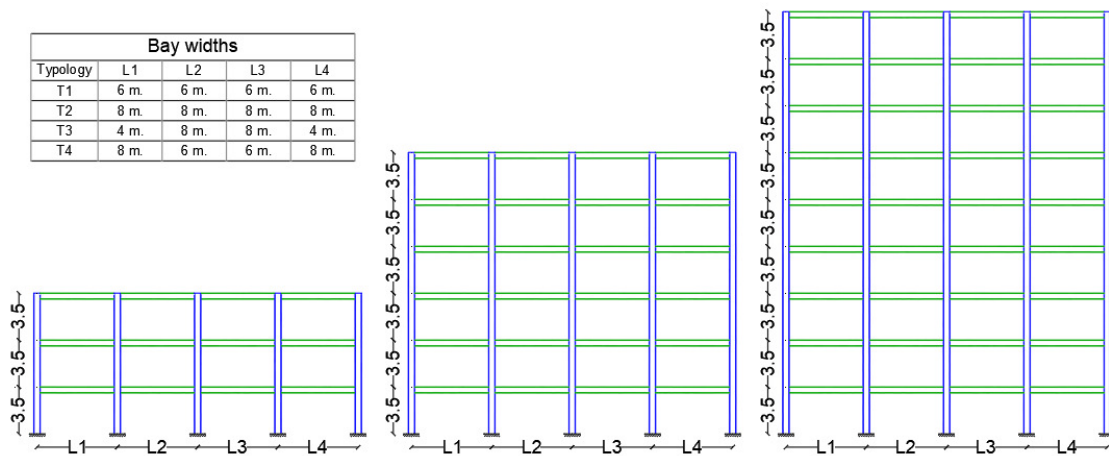


Fig. 1 - Plan View of the four configurations

### 3.1. Designs comparison

The revised code seems to have resolved issues with stability requirements. 9 storey frames of both DCM & DCH designed to the current EC8 were largely (75%) governed by the stability requirement. The same can be said about 6 storey frames designed for DCH. With the revised code, however, stability requirements never governed. In fact, the governing parameters were mostly DL and element resistance/utilization ratios.

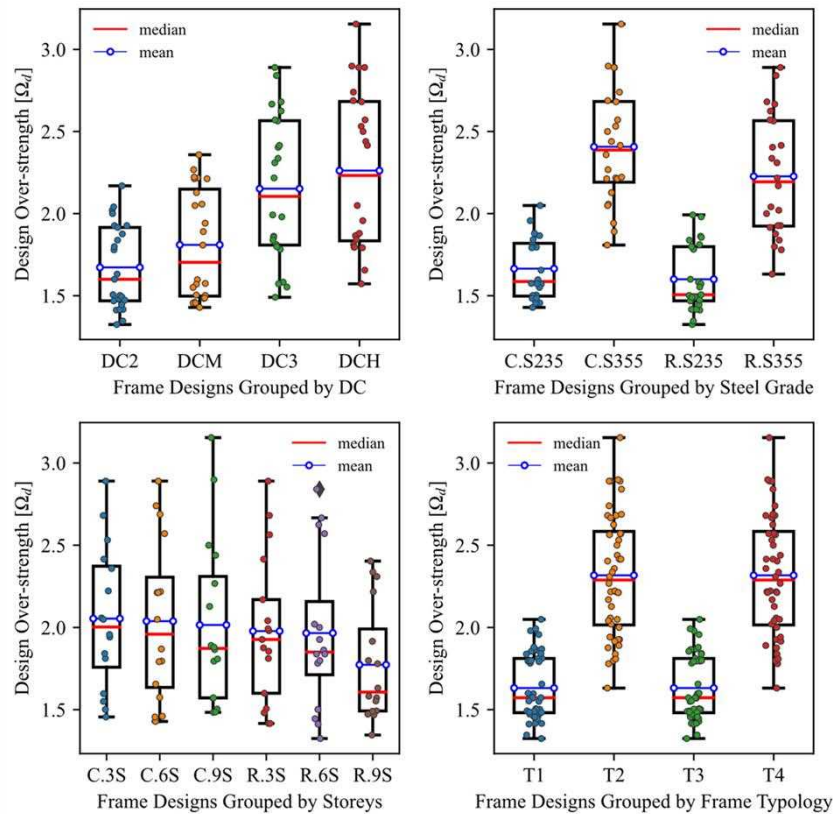


Fig. 2 - Distribution of design over-strengths

For 3 storey frames, DL requirement has been the governing design parameter in the current code as it was with the revised version. In addition, it was noted that the design over-strength factor of two ( $\Omega = 2$ ) prescribed for use in DC2 frames in the revised code may be considered reasonably on the conservative side for the majority of cases (87.5%). As illustrated in Fig. 2, among the frames designed to the revised code in DC2, the system design over-strength factor ranged between 1.32 and 2.17 and had a mean value of 1.67. It is also clear from the figure that the higher the ductility class, the larger the average design overstrength. Moreover, as one expects, the design over-strengths are (1) higher for the frames designed with the higher steel grade S355, (2) higher for frames with larger span width. The design over-strengths are only minimally smaller in the revised code designs except for the taller 9 storey frames where a notable reduction is observed.

The total masses of the frames including the additional mass of the supplementary web stiffener plates were calculated after design. Although it varied between frame configurations, frame mass reduction was seen in the majority of the cases with the use of the revised code. For the regularly spaced medium span configuration, T1, higher savings of up to 21.5% were registered in the 3 and 9 storey floors. On the other hand, T2, i.e., regularly spaced but longer span frame, the mass variations were all below 3%. In the case of the irregularly spanned configurations T3 and T4, higher material savings were recorded in the 6 and 9 storey frames (amounting up to 16.5% and 11.7%, respectively). For the 3 storey frames, on the other hand, a slightly increased mass (<4%) was registered in some of the cases. Furthermore, the local hierarchy requirement (beam to column capacity check) which was among the governing parameters in designs to the current code, especially in T2 and T4 configurations where higher bay spans were present, is no more the governing case while using the revised code.

The new code produces substantially lower results for the inter-storey drift sensitivity index. Fig. 3 shows that an average of 54.8% reduction is observed in the magnitude of

the index. Out of the 48 Frames designed for both codes, 22 designs made using the current code were governed by the stability criteria ( $\theta \geq 0.3$ ) related to the index. In contrast, using the revised code none of the designs required revision/re-design as a result of the stability requirement as the sensitivity index computed was well below 0.3 for all cases.

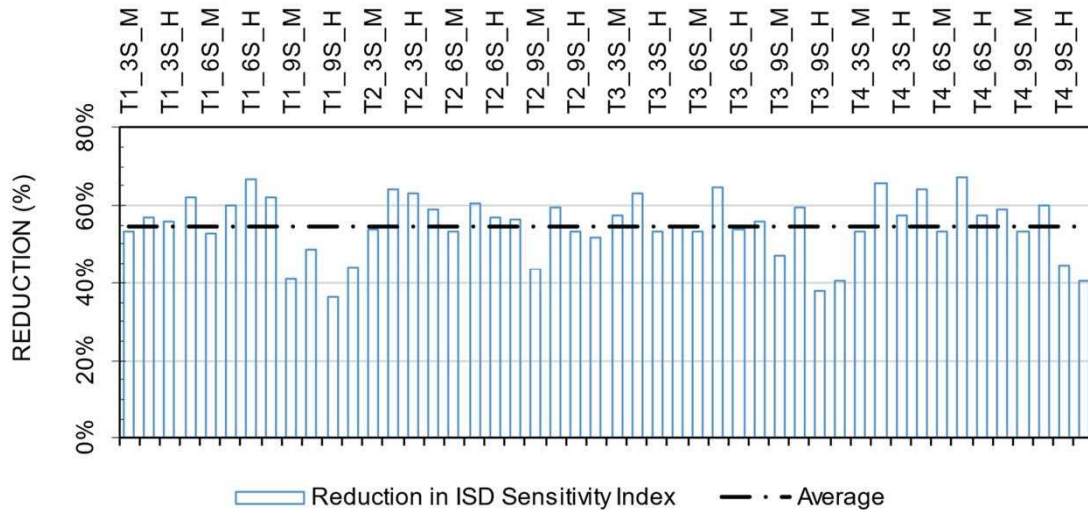


Fig. 3 - Inter-storey drift sensitivity index reduction with the revised code

The change in the behaviour factor value when designing for DCM was evident in all cases. The base shears calculated for DCM of the current code were 11.5% higher than those designed for DC2 using the revised code. It was noted that the increasing base-shear effect was progressively lowering as the number of storeys increased. Another notable change is that higher utilization was possible for the dissipative elements (beams) with the revised code. This in return reduces the system over-strength factor which influences the design of the non-dissipative elements (columns).

The use of a lower steel grade generally resulted in higher mass in 3 storey frames. However, as the number of storeys increased, the mass variation narrows down. In 6 storey frames, the variation is generally minimal. For 9 storey frames, particularly those designed to DCH, these differences narrow further to the point that lighter solutions were achieved using a lower steel grade. Therefore, in markets where the steel price varies significantly as the steel grade increases, solutions with lower steel grades may be of advantage.

Finally, a comparison was made between the design ductility classes for each version of the code - setting the steel grade constant. Contrary to the design philosophy, an increased steel mass was calculated in the majority of the cases for frames designed for the higher ductility classes (DCH and DC3) as compared to those designed for the lower ductility classes (DCM and DC2). 3 storey frames, especially those that had considered the use of S235 steel grade, achieved mass savings (as high as 9.6%) by opting for a higher ductility class. In any case, it was observed that when the ductility class was changed from DC2 to DC3, the revised code showed a minimal increase as compared to the current code.

#### 4. NON-LINEAR ANALYSES

The current study is limited to assessing the behaviour of frames equipped with extended stiffened joints with a balanced panel zone and equal strength connection. The frames are modelled using OpenSees. Interested readers are recommended to read the structural modelling strategies implemented for non-linear analysis in [20]. Static and

dynamic non-linear analyses were undertaken. The primary result of a pushover analysis is a resistance–displacement curve which expresses the relationship between the roof displacement and the total base shear in the frame as the lateral loads are incremented. In a non-linear dynamic analysis, the structural model is subjected to a set of either recorded (natural) or artificial ground motions, and the response of the structure is monitored. To account for record-to-record variability, which affects the assessment of the structure’s performance, the Eurocode allows the use of seven accelerograms whose mean fits the 5% damping code spectrum with a 10% maximum lower margin. Accordingly, the seven scaled ground motion records shown in Fig. 4 were systematically selected in this study from a database of European strong motions using REXEL[21] to match the horizontal code spectrum for site class B and PGA of 0.35g. The spectra of the individual ground motions and their mean which is compatible with the code requirements are shown in Fig. 4.

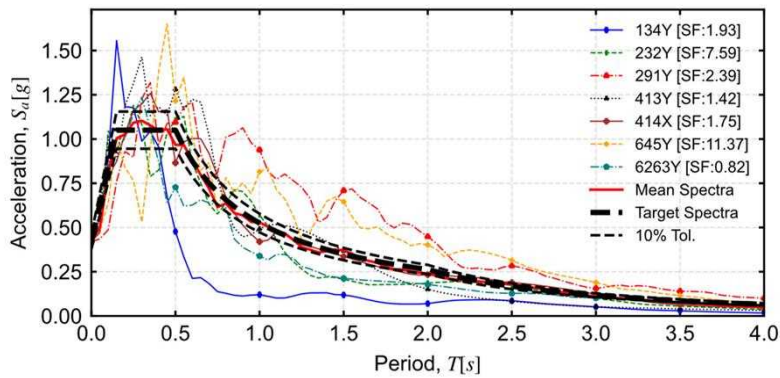


Fig. 4 - Scaled ground motions response spectra

To assess the performance of the frames at the damage limitation, significant damage, and near collapse limit states, these accelerograms that match the reference seismic action (10% probability of exceedance in 50 years) were applied to the frame models multiplied by three intensity measures, i.e., 0.584, 1.0, and 1.734 to represent the three limit states of EN1998-3 [22], respectively. Additionally, incremental dynamic analyses (IDA) were performed on a sub-batch of the frames to estimate the frames’ actual behaviour factors from the more representative non-linear dynamic analyses. For this purpose, the intensity measures on the average spectral acceleration were linearly increased at a space of 0.25g until an ultimate limit state which is assumed at an inter-storey drift > 4% is reached.

For the determination of the parameters that define the behaviour factor, the pushover capacity curves were idealized into their bilinear equivalent. The knee point of the idealized bilinear curve stands at the intersection point of the initial tangent slope of the capacity curve and a horizontal line at the level of the resistance where the ultimate limit state is reached. Accordingly, equation (3) is used to estimate the behaviour factors from non-linear static analyses in this paper.

$$q = q_{\Omega} \cdot q_{\mu} \cdot q_{\rho} \cdot q_{\xi} = \frac{V_y}{V_{1y}} \cdot \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \cdot \frac{V_{1y}}{V_d} \quad (3)$$

Alternatively, the factor is estimated for a subset of the frames through a mixed approach (4) that involves both non-linear incremental dynamic analyses and pushover analyses. On one hand, the over-strength component of the factor is estimated from a pushover analysis as a ratio between the base shear at the first yield of members and the design base shear. The components representing redundancy and ductility, on the other hand, are taken from an incremental dynamic analysis (IDA) as a ratio of the peak ground

acceleration corresponding to the ultimate limit state, and that of the peak ground acceleration corresponding to the first yielding of any of the frame members.

$$q = \frac{PGA_u}{PGA_{1y}} \cdot \frac{V_{1y}}{V_d} \quad (4)$$

The ultimate limit state has been defined as the least acceleration amplitude where either (1) the columns have buckled, or (2) the maximum inter-storey drift (4%) has been exceeded, or (3) the inelastic deformation capacities of structural members are exceeded and mechanisms form.

#### 4.1. Behaviour factors

Interestingly, when compared to the higher steel grade S355, the frames designed with the lower grade steel S235 demonstrate improved dissipative capacity (see Fig. 5). As shown in Table 3, a 55% average increase in the behaviour factor (mainly attributable to the increased ductility factor) resulted when S235 was used instead of S355. The increase is consistent regardless of the design code version and the number of storeys in a particular frame. Note that this is the case if only the redundancy and ductility components were considered or if they are magnified by a constant  $q_s = 1.5$  as stipulated by the revised code.

A closer examination of the distribution of the components of the behaviour factor (Fig. 5) reveals that although the ductility component is higher for the S235 frames, the over-strength component is noticeably higher for the S355 frames – again regardless of the code version. Similar findings that suggest the sensitivity of the over-strength component to the material grade of the beams are reported for the current code in [23]. In the end, when the influence of over-strength is included in the product, it is seen that the difference in the total behaviour factor narrows to an average of 8%.

Table 3: Statistical summary of the behaviour factors of frames designed using S235 and S355

	$q_{\Omega}q_{\mu}$		$1.5 \cdot q_{\Omega}q_{\mu}$		$q_{\rho}$		$q_{\Omega}q_{\mu}q_{\rho}$	
	S355	S235	S355	S235	S355	S235	S355	S235
Minimum	1.78	3.04	2.68	4.56	1.31	1.00	2.97	3.73
Maximum	4.33	4.59	6.49	6.88	3.79	2.48	7.40	8.43
Average	2.42	3.75	3.63	5.62	2.06	1.42	4.91	5.29
Median	2.38	3.59	3.56	5.39	1.94	1.33	4.44	4.86
Stan. Dev.	0.40	0.41	0.60	0.61	0.58	0.35	1.34	1.25



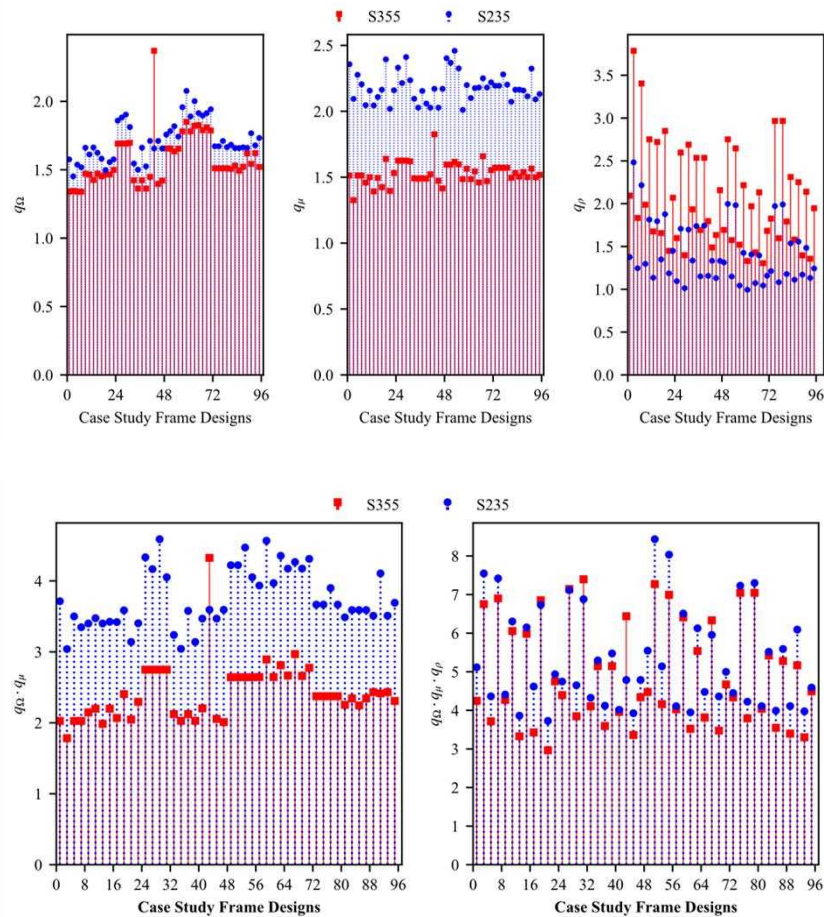


Fig. 5 - Behaviour factors of frames designed using S355 and S235 steel-grades

Similarly comparing the results in terms of the ductility class considered in the design phase, it was observed that despite their presumed larger design behaviour factor, the DCH and DC3 frames displayed only marginally higher mean behaviour factors relative to their DCM and DC2 counterparts when a constant over-strength factor is considered. This would imply that despite the design goal, frames designed to the higher and lower ductility classes in both the current and revised code can end up in resulting nearly identical  $q$  factors, i.e., if the variability of over-strength component is disregarded. The over-strength of the higher ductility class frames was markedly higher (48%) than those of DCM and DC2 frames. This is due to the higher design over-strengths obtained for the high ductility frames (see Fig. 2). In turn, this reflects on the total mean behaviour factor where a 50.6% difference in the average value is observed.

In summary, when the revised code approach is used, three-quarters of the frames designed to DC2 have  $q$  factors higher than 3.5 and almost all the frames designed to DC3 have  $q$  less than 6.5. In any case, the design rule differences in between ductility classes are proven to affect the frames' behaviours such that the influence of over-strength cannot be disregarded. As evident from Fig. 6, the  $q$ -factor differences between the medium and high ductility classes are only pronounced, as is the initial design assumption, when non-constant over-strength factors that reflect the actual structural properties are employed. Here it is observed that the mean  $q$  values are closer to those assumed in design  $q_d = 3.5$  for DC2 frames and  $q_d = 6.5$  for DC3 frames.

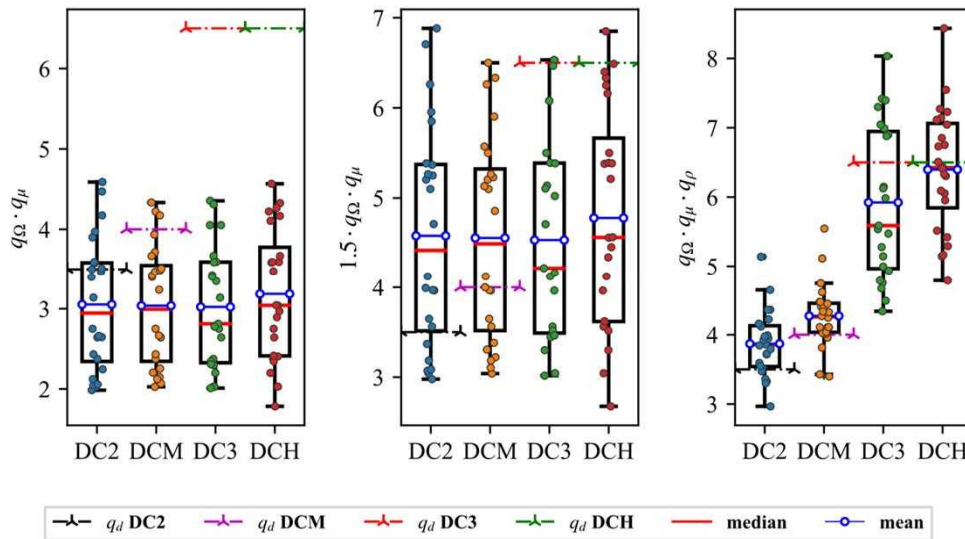


Fig. 6 - q factors grouped per DC and different over-strength component considerations

In order to verify the accuracy of the behaviour factors obtained from non-linear static analyses (NSA), incremental dynamic analyses (IDA) were performed on a subset of 12 frames (typology T1) designed to the revised code. A mixed approach (eq-4) is adopted in the estimation of the q-factor where the factors that reflect on the redundancy and ductility of the frames ( $A_u/A_{1y}$ ) are extracted from IDA and the over-strength component  $q_{\rho} = V_{1y}/V_d$  is taken from the NSA.

Comparing q-factor estimates between NSA and IDA, IDA resulted in higher values, with a minimal 12% difference for 3-storey frames and a 45% increase for 6 and 9-storey frames. Once again, the frames with S235 steel exhibit higher dissipative capacity than S355 counterparts. The relevance of the over-strength factor chosen (constant or calculated) is also notable when comparing frames of different ductility classes and material grades. In any case, the considerable deviations from the design behaviour factors  $q_d$  (3.5 for DC2 and 6.5 for DC3) are still apparent. The q-factors computed using the mixed approach are higher than the upper bound design values given by the code for all the frames. This indicates that the frames retain bigger overstrength and ductility than assumed at the design stage. In this regard, the improved seismic design procedure [6], [8] that rearranged the design steps such that the behaviour factors are first computed based on the actual properties of the structures and their seismic inputs may be recommended for consideration.

Another important assessment is a check on the performance of the case study frames at the DL, SD, and NC limit states. The frames were subjected to the suite of accelerograms reported in Fig. 4 at three intensity measures representing the three limit states. It was observed that the drift ratio limits used in the design phase 1% (DL), 2.5% (SD Current code), and 2% (SD Revised code) are generally fulfilled. The ISDRs computed at the NC limit state are also well below the 4% limit for all frames.

## 5. LIMITATIONS

As the main focus of this study rested on the specific design rules for MRFs, one common seismic spectrum taken from the current code was used throughout this paper. The influence of normative changes on the design spectrum needs further investigation. Similarly, member and section design of the structural elements followed the current code recommendations in EN1993. As such, some changes that are reflected throughout the new generation of the Eurocodes, if any, are not considered.

## 6. CONCLUSIONS

This paper investigated the significance of the normative changes made on the revised version of the Eurocode 8 part 1-2 on the design of steel moment-resisting frames and assessed the performance of frames designed to both the current and revised versions of the code through non-linear analyses. The results of the study indicate that:

- (1) The revised code's new inter-storey drift sensitivity index ( $\theta$ ) formulation alleviates the need for excessively heavy sections to meet stability requirements, enabling frame mass reduction in many cases.
- (2) The prescribed design over-strength factor ( $\Omega=2$ ) for DC2 frames in the revised code is reasonably conservative for the majority of cases (87.5%).
- (3) Despite significant differences between assumed and actual behaviour factors in frame design, using the constant over-strength factor in the revised code yields practically identical behaviour factors for medium and high ductility classes. A consideration of the actual overstrength generally resulted in overall  $q$  values higher than the code-suggested upper limits. This consideration enabled finding distinctly larger  $q$ -factors for the high ductility frames as assumed at the design phase. Moreover, frames with lower steel grade (S235) exhibit 43% higher ductility on average, but the compensating overstrength in S355 frames narrows the  $q$ -factor difference to 8%. In light of this, assigning a constant value to the over-strength component may lead to misleading estimates.
- (4) NLTH analyses show that lighter frames designed to the revised code have essentially similar performance to those designed to the current code in terms of inter-storey drifts at the three limit states.

## 7. ACKNOWLEDGEMENTS

The first author gratefully acknowledges the financial support provided by the Portuguese Foundation for Science and Technology (FCT) through the doctoral grant 2020.07414.BD. The work was partly financed by FCT through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE (doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020), and under the Associate Laboratory ARISE reference LA/P/0112/2020.

## 8. REFERENCES

- [1] European Committee for Standardization (CEN), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings," Brussels, 2006.
- [2] A. Y. Elghazouli, "Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 8, no. 1, pp. 65–89, Feb. 2010, doi: 10.1007/s10518-009-9125-6.
- [3] R. Peres, "Comparison of European and American Approaches for P- $\Delta$  Effects in Seismic Design," in *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, 2010, p. 8.
- [4] H. T. Vu and J. M. Aribert, "New criteria for taking account of P-delta effects in seismic design of steel structure," in *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Taylor & Francis Group, 2009, pp. 291–296. doi: 10.1201/9780203861592.ch41.
- [5] F. Mazzolani, R. Landolfo, and G. Della Corte, "Eurocode 8 Provisions for steel and steel-concrete composite structures: Comments, critiques, improvement proposals and research needs," in *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, E. Cosenza, Ed., Napoli, Italy, 2009, pp. 173–182.
- [6] L. Macedo, A. Silva, and J. M. Castro, "A more rational selection of the behaviour factor for seismic design according to Eurocode 8," *Eng. Struct.*, vol. 188, pp. 69–86, 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.007>.

- [7] V. Giordano, C. Chisari, G. Rizzano, and M. Latour, "Prediction of seismic response of moment resistant steel frames using different hysteretic models for dissipative zones," *Ing. Sismica*, vol. 34, pp. 42–56, Dec. 2017.
- [8] A. Villani, J. Castro, and A. Elghazouli, "Improved seismic design procedure for steel moment frames," in *Stessa: Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Mazzolani, Ricles, and Sause, Eds., London: Taylor & Francis Group, Aug. 2009, pp. 673–678. doi: 10.1201/9780203861592.ch97.
- [9] R. Peres, J. M. Castro, and R. Bento, "An extension of an improved forced based design procedure for 3D steel structures," *Steel Compos. Struct.*, vol. 22, no. 5, pp. 1115–1140, 2016, doi: 10.12989/scs.2016.22.5.1115.
- [10] American Institute of Steel Construction, *ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, no. 1. USA, 2016, p. 480.
- [11] A. Isaincu, M. D'Aniello, and A. Stratan, "Implications of structural model on the design of steel moment resisting frames," *Open Constr. Build. Technol. J.*, vol. 12, pp. 124–131, 2018, doi: 10.2174/1874836801812010124.
- [12] M. E. Lemonis, "Steel moment resisting frames with both joint and beam dissipation zones," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 147, pp. 224–235, 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.03.020.
- [13] M. S. Lemma, C. Rebelo, and L. S. da Silva, "Seismic performance of dual concentrically braced steel frames accounting for joint behavior," *Port. J. Struct. Eng.*, vol. III, no. 11, pp. 71–82, 2019.
- [14] L. Macedo and J. M. Castro, "Panel zone design in steel moment frames - Influence on inelastic seismic demands," in *Eurosteel - 6th European Conference on Steel and Composite Structures*, Budapest, Hungary, Jan. 2011, pp. 1011–1016.
- [15] R. Landolfo, "European seismic prequalification of steel beam-to-column joints: EQUALJOINTS and EQUALJOINTS-Plus projects," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 192, p. 107238, May 2022, doi: 10.1016/J.JCSR.2022.107238.
- [16] European Committee for Standardization (CEN), *prEN 1998-1-2:2021 Eurocode 8: — Design of structures for earthquake resistance — Part 1-2: Rules for new buildings (version\_03-10-2021)*, no. October. 2021.
- [17] European Committee for Standardization, *prEN 1998-1-1:2021, Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures — Part 1-1: General rules and seismic action (version\_01-10-2021)*, no. October 2021. 2021.
- [18] A. Plumier, "Revision of Eurocode 8: Features Common to All Materials," pp. 1004–1012, 2022, doi: 10.1007/978-3-031-03811-2\_111.
- [19] M. Zhu, F. McKenna, and M. H. Scott, "OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework," *SoftwareX*, vol. 7, pp. 6–11, 2018, doi: 10.1016/j.softx.2017.10.009.
- [20] M. S. Lemma, C. Rebelo, and L. S. da Silva, "Eurocode 8 revision – Implications on the design and performance of steel moment-resisting frames: Case study," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 161, p. 107411, Oct. 2022, doi: 10.1016/j.soildyn.2022.107411.
- [21] I. Iervolino, C. Galasso, and E. Cosenza, "REXEL: Computer aided record selection for code-based seismic structural analysis," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 8, no. 2, pp. 339–362, Apr. 2010, doi: 10.1007/s10518-009-9146-1.
- [22] European Committee for Standardization (CEN), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Bruxelles," Brussels, 2004.
- [23] L. Sanchez-Ricart and A. Plumier, "Parametric study of ductile moment-resisting steel frames: A first step towards Eurocode 8 calibration," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 37, no. 7, pp. 1135–1155, 2008, doi: 10.1002/EQE.809.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## MÉTODO DAS COMPONENTES CÍCLICO PARA JUNTAS VIGA-COLUNA METÁLICAS

**SARA OLIVEIRA**  
Estudante de Doutoramento  
Universidade de Coimbra

**RICARDO COSTA**  
Professor Auxiliar  
Universidade de Coimbra

**LUÍS SIMÕES DA SILVA**  
Professor Catedrático  
Universidade de Coimbra

### SUMÁRIO

Neste artigo, são apresentados os contributos para o desenvolvimento de um método de análise e dimensionamento cíclico/sísmico de juntas viga-coluna metálicas. A abordagem adotada baseia-se no método das componentes preconizado na EN 1993-1-8 e é designada método das componentes cíclico (MCC). O MCC, tal como o método das componentes, é aplicável a uma vasta gama de configurações de juntas metálicas. O desenvolvimento deste método requer, não só a definição conceptual, o desenvolvimento analítico e a implementação de novos modelos, mas também o desenvolvimento e calibração de leis constitutivas para as componentes.

### ABSTRACT

In this paper, contributions to the development of a method for the cyclic/seismic analysis and design of steel beam-to-column joints are presented. The adopted procedure is based on the component method coded in EN 1993-1-8 and named cyclic component method (CCM). The CCM, like the component method, is applicable to a wide range of steel joint configurations. The development of this method requires not only the conceptual definition, analytical development, and implementation of new models, but also the development and calibration of constitutive laws for the components.

**PALAVRAS-CHAVE:** juntas viga-coluna metálicas, método das componentes, *T-stub*, comportamento cíclico

## 1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a Norma Europeia para o dimensionamento sísmico de estruturas, EN 1998-1 (EC8-1) [1], permite a prescrição de juntas viga-coluna metálicas dissipativas (JVCM) desde que o seu comportamento cíclico seja corroborado por intermédio de ensaios experimentais. Este requisito é extremamente exigente, mas justifica-se perante a ausência de modelos fiáveis para prever o comportamento de JVCM em condições cíclicas, o que resulta num processo de dimensionamento dispendioso e moroso, inadequado para a atividade corrente de projeto de engenharia.

A análise do comportamento cíclico das JVCM é complexa devido a vários fenómenos, tais como a não-linearidade material e geométrica, o contacto, e o deslizamento [2]. Estes fenómenos podem ser tratados utilizando modelos refinados com base no método dos elementos finitos (MEF) tridimensionais (3D). No entanto, a utilização de um modelo refinado MEF 3D requer *know-how* especializado, é computacionalmente dispendioso e produz resultados que podem depender muito de decisões subjetivas do utilizador [3]. Um método alternativo simplificado que lida com a complexidade das ligações é o método das componentes (MC) preconizado na Norma Europeia EN 1993-1-8 (EC3-1-8) [4] para o projeto de estruturas de aço em condições monotónicas quase-estáticas.

Para fazer face a estas dificuldades, o projeto europeu EQUALJOINTS [5] conduziu à pré-qualificação de um conjunto de juntas viga-coluna tendo em vista a sua utilização em condições sísmicas que será incorporado como anexo na segunda geração dos Eurocódigos estruturais. Além da pré-qualificação, para fazer face ao reduzido número de tipologias de juntas pré-qualificadas, foi ainda dado início ao desenvolvimento de um método de análise de juntas viga-coluna para ações cíclicas com base no método das componentes designado Método das Componentes Cíclico (MCC).

O MC é atualmente considerado o método de referência para a análise de JVCMs sob carregamento monotónico quase-estático [3,4,6,7]. De acordo com este método, o comportamento da junta é determinado através de um modelo mecânico resultante da assemblagem de componentes básicas. Uma componente básica é um elemento 0D que representa uma parte específica da junta submetida a um tipo de esforço específico. O comportamento da junta é avaliado determinando as configurações do modelo mecânico que garantem equilíbrio, compatibilidade e o respeito das relações constitutivas das componentes.

Para ações cíclicas, foi desenvolvido e implementado um modelo global [8] que enquadra o conceito do MCC tendo-se concluído ser também necessário um conhecimento aprofundado ao nível da modelação de cada componente, em particular no que diz respeito aos elementos mais dissipativos, como por exemplo as componentes cujo comportamento pode ser modelado com recurso à analogia com o modelo *T-stub*.

As componentes que podem ser modeladas com recurso à analogia com o modelo *T-stub* são provavelmente as que se apresentam com comportamento cíclico mais complexo da JVCM, e apresentam desafios específicos relacionados com os fenómenos físicos que evidenciam. Desta forma, foram desenvolvidos estudos específicos dedicados ao comportamento cíclico de *T-stubs* para compreender e modelar as suas características histeréticas e para identificar os seus fenómenos predominantes. Neste sentido, a realização de ensaios experimentais em *T-stubs* isolados foram a principal fonte de informação necessária para o desenvolvimento e a calibração de modelos analíticos do âmbito do método das componentes.

A modelação do comportamento cíclico do *T-stub* é realizada (i) ajustando os modelos ao seu comportamento global [9–12], sem exigir o desacoplamento do seu comportamento de tração e compressão em subcomponentes – os modelos que não desacoplam os *T-stubs* em subcomponentes serão referidos neste documento como modelos globais de *T-stubs* – ou (ii) modelando o comportamento de cada *T-stub*

recorrendo a múltiplas subcomponentes num modelo refinado [13]. No âmbito do CCM [8], independentemente do nível de refinamento pretendido, é necessário fazer o desacoplamento do *T-stub* para ter em consideração o facto de existirem componentes dispostas em série com o *T-stub* que apenas estão ativas para tração ou compressão.

Neste artigo, são apresentados os contributos para o desenvolvimento de um método, baseado no MC clássico, para modelar e dimensionar JVCMS sob carregamento cíclico quase-estático. Os esforços neste sentido levaram ao desenvolvimento (i) do modelo de componentes cíclico (MCC) e (ii) do modelo de componente desacoplada para *T-stubs* na modelação cíclica de JVCMS (MCC-TS).

É ainda apresentada uma panorâmica sobre os esforços futuros a encetar tendo em vista a generalização do MCC.

## 2. MODELO DE COMPONENTES CÍCLICO

### 2.1. Contexto e descrição geral do modelo

O método das componentes cíclico (MCC) [8] é uma extensão do MC preconizado pelo EC3-1-8 [4]. O MC permite analisar o comportamento das juntas com base em modelos mecânicos que incorporam elementos 0D representativos do efeito de um esforço numa parte específica da junta que apresenta uma contribuição relevante para uma das características mecânicas da junta. O EC3-1-8 [4] prescreve procedimentos para a avaliação da rigidez inicial e da resistência plástica de JVCMS. O MC também permite o cálculo da resposta momento-rotação não-linear da junta através da caracterização do comportamento não-linear de cada componente [14].

A Fig. 1 ilustra o modelo resultante da aplicação do MC para ações estáticas monotónicas a uma junta quando esta é solicitada por um momento fletor com sentido horário (Fig. 1(a)) e com sentido anti-horário (Fig. 2(b)).

Tal como já referido, no âmbito do MC, cada componente representa uma parte específica da junta que está associada a um tipo de esforço e deformação específica. Portanto, o MC, tal como ilustrado na Fig. 1(a), não é adequado para momento fletor com sentido anti-horário, uma vez que há componentes diferentes que estão ativas e, do mesmo modo, o MC, tal como ilustrado na Fig. 1(b) não é adequado para momento fletor com sentido horário.

A comparação dos modelos mecânicos mostra que, para diferentes sentidos da atuação do momento fletor são ativadas componentes distintas em zonas distintas da junta e por isso o modelo resultante da aplicação do método das componentes preconizado no EC3-1-8 não permite simular o comportamento cíclico de JVCMS.

O modelo de componentes cíclico proposto (Fig. 1(c)), assenta nos trabalhos de Lima *et al.* [15] e de Simões da Silva *et al.* [16], combina os modelos anteriores, através da assemblagem das componentes requeridas por ambos os modelos, num único modelo, permitindo assim avaliar o comportamento da junta para ambos os sentidos da atuação do momento fletor. De acordo com esta abordagem, algumas componentes estarão ativas apenas em tração e outras apenas em compressão, mediante a atribuição de relações constitutivas específicas que têm em consideração o comportamento cíclico da componente [8,17].



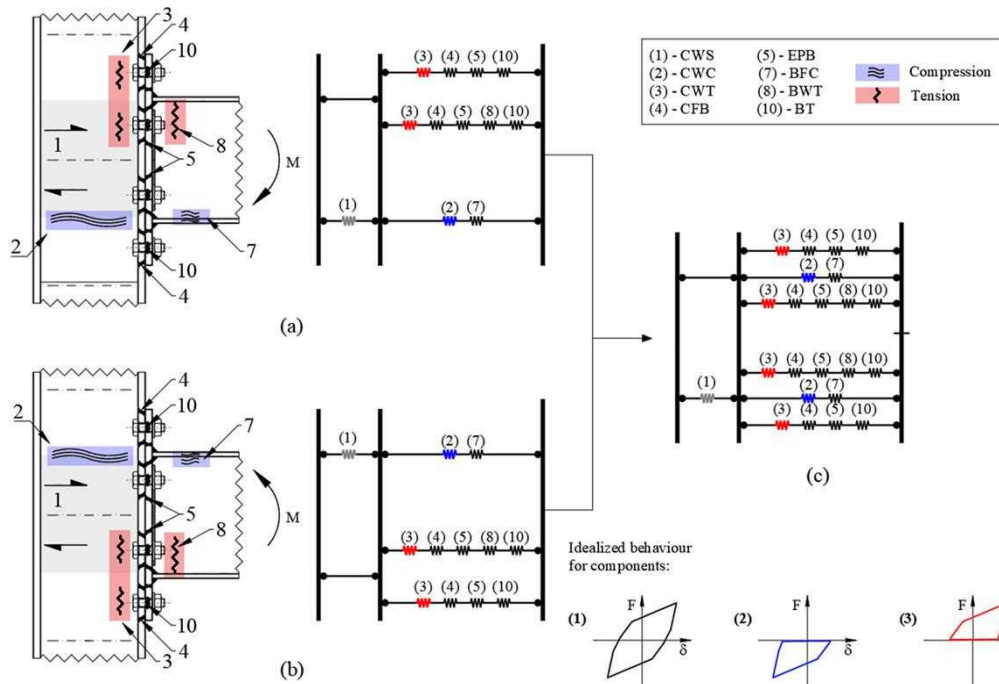


Fig. 1 – Modelo de componentes para uma junta viga-coluna metálica com chapa de extremidade: momento fletor (a) no sentido horário e (b) no sentido anti-horário, e (c) MCC.

## 2.2. Pressupostos

De acordo com Simões da Silva *et al.* [18], apesar de várias componentes serem consideradas relevantes num JVCM apenas algumas componentes apresentam uma dissipação de energia relevante para ações cíclicas e são designadas por "componentes críticas" ou "componentes dissipativas". Estas componentes merecem uma atenção redobrada na respetiva modelação. Este facto é importante porque, apesar das simplificações significativas potencialmente proporcionadas pelo MC quando comparado com os modelos de MEF não-lineares 3D, o problema da modelação do comportamento cíclico de uma JVCM utilizando o MC continua a envolver um elevado nível de complexidade.

Neste sentido, o desenvolvimento do MCC [8] resultou dos seguintes pressupostos:

- (i) o comportamento da JVCM é calculado impondo a compatibilidade de deformações e o equilíbrio de forças internas no modelo mecânico, bem como o respeito das relações constitutivas atribuídas às componentes;
- (ii) o comportamento histerético só é considerado para um certo número de componentes, que são as componentes dissipativas;
- (iii) as componentes não-dissipativas são assumidas como tendo um comportamento linear e elástico;
- (iv) o comportamento histerético das componentes dissipativas é modelado utilizando o modelo de Richard-Abbott modificado (RAM) [19];
- (v) com exceção do painel de alma de coluna solicitado ao corte (CWS), as componentes são apenas-tração ou apenas-compressão, isto é, apenas suportam forças de tração ou de compressão, respetivamente;
- (vi) no modelo mecânico, as componentes que representam a mesma parte física da junta mas com forças internas diferentes (tração ou compressão) são colocadas em paralelo [15,16].

Para ter em consideração as diferenças de tipos de comportamento foi desenvolvido um catálogo dos comportamentos histeréticos força-deformação apenas-tensão e apenas-

compressão para permitir o melhor ajuste ao comportamento cíclico real de cada componente [8,17].

### 2.3. Caracterização do comportamento cíclico das componentes

No âmbito do MCC [8], é necessário caracterizar dois grupos de componentes distintos: (i) não-dissipativas e (ii) dissipativas. Além disso, as relações constitutivas força-deformação das componentes devem ser implementadas, se necessário, com comportamentos de tensão-compressão, apenas-tensão ou apenas-compressão. Uma componente apenas-tração(compressão) é uma componente que apenas suporta forças de tração(compressão).

#### 2.3.1. Componentes não-dissipativas

A Fig. 2 representa as relações constitutivas (elástica e holonómica) atribuídas a componentes não-dissipativas para comportamentos apenas-tração e apenas-compressão, ver Fig. 2(a) e Fig. 2(b), respetivamente.

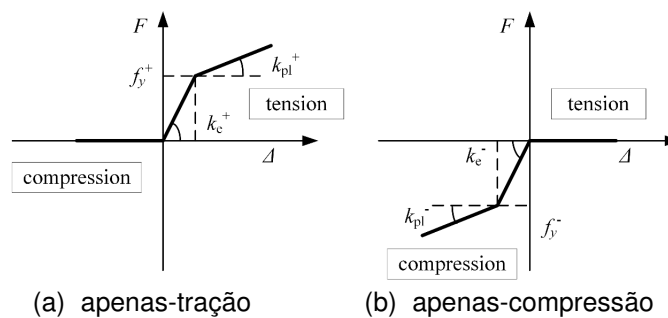


Fig. 2 – Relações constitutivas para componentes não-dissipativas [15,16].

#### 2.3.2. Componentes dissipativas

A Fig. 3(a) ilustra o comportamento cíclico em termos de força-deformação típico de uma componente (elemento 0D) que exhibe resistência à tração e compressão e cujo comportamento pode ser reproduzido utilizando o modelo de RAM [19].

O modelo de RAM [19], tal como ilustrado na Fig. 4 apenas para um ramo, permite simular o comportamento momento-rotação (força-deformação) cíclico de juntas e os seguintes fenómenos físicos: *pinching* (efeito de deslizamento), degradação de resistência e de rigidez e o efeito de endurecimento. A expressão matemática do modelo é composta por 30 parâmetros – 15 para cada troço ascendente/descendente – dos quais 18 são parâmetros empíricos.

Para modelar os comportamentos de tração e de compressão através de subcomponentes desacopladas foi necessário fazer adaptações ao modelo de RAM que permitissem ter em consideração as especificidades requeridas pelas componentes dissipativas, nomeadamente os comportamentos apenas-tração e apenas-compressão, ver Figs. 3(b) e 3(c) respetivamente. Em particular, para impedir as subcomponentes apenas-tração e apenas-compressão de suportar forças de compressão e tração, respetivamente, é atribuído um comportamento linear com rigidez aproximadamente nula a estas componentes nesta fase de comportamento definida por  $F = \beta K_0 \cdot d$ , onde  $\beta$  corresponde a uma percentagem muito pequena da rigidez inicial. Pretende-se que  $\beta$  seja tão perto de zero quanto possível, mas evitando que se criem problemas de convergência ao solver não-linear do modelo mecânico. A Fig. 3 também ilustra a

deformação limite  $d_{lim}$  que pode ser definida para estabelecer o nível de deformação para o qual cada subcomponente apenas-tração(compressão) é ativada na recarga.

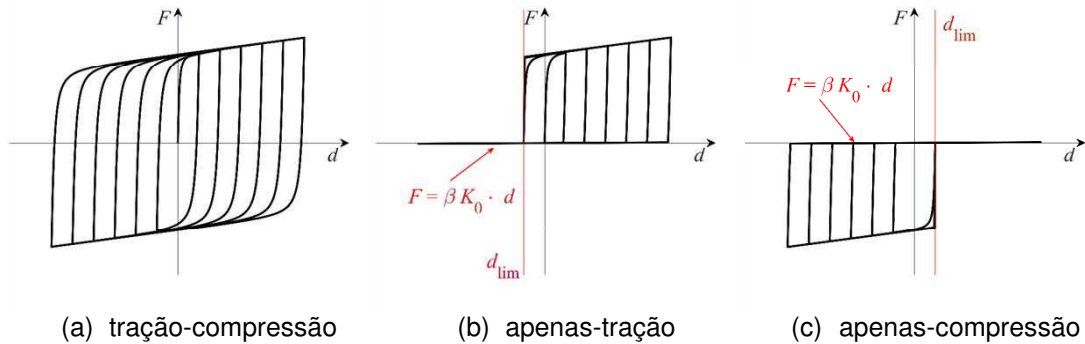


Fig. 3 – Relações constitutivas para componentes dissipativas.

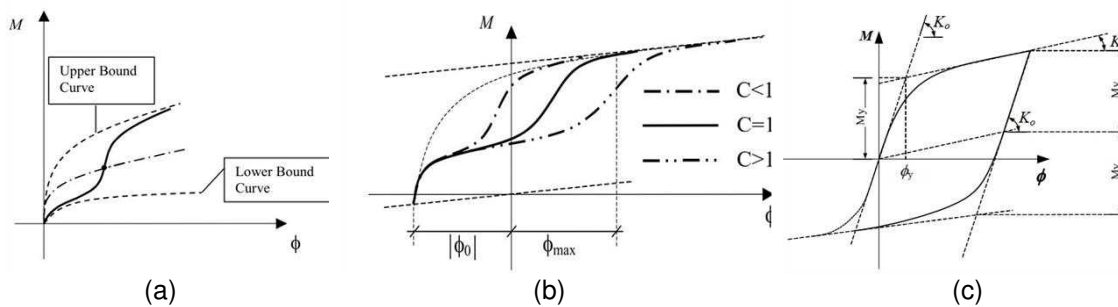


Fig. 4 – Modelo de RAM [19]: (a) trecho de carga com *pinching*, (b) efeito do parâmetro  $C$  e (c) definição do trecho de descarga.

## 2.4. Implementação computacional

O MCC [8] necessita de uma ferramenta para resolver o sistema de equações não-lineares do modelo mecânico considerando a compatibilidade das deformações impostas pelos elementos rígidos e as condições de fronteira, o equilíbrio estático e as relações constitutivas das componentes. Para tal, foi desenvolvido um programa computacional, denominado UCyclic, com recurso ao MATLAB [20]. O programa está organizado em três módulos interligados:

- (i) o módulo CurveFitting foi desenvolvido para identificar os parâmetros do modelo de RAM [19] a partir da resposta força-deformação das componentes extraídos de ensaios experimentais ou de modelos MEF 3D refinados;
- (ii) o módulo CompModel Calculator é um programa baseado no MEF desenvolvido para calcular o comportamento não-linear cíclico quase-estático de JVCMS através de um procedimento incremental-iterativo com controlo de deslocamentos;
- (iii) o módulo ResultsAnalyser auxilia o utilizador na análise do comportamento da junta, da ligação e das componentes básicas.

## 2.5. Exemplo ilustrativo

### 2.5.1. Identificação e classificação das componentes

Adotou-se a JVCMS apresentada na Fig. 5(a) e, com base no EC3-1-8 [4], consideraram-se as componentes seguintes como relevantes incluir no modelo mecânico: painel de

alma de coluna solicitada ao corte (CWS), alma de coluna em compressão transversal (CWC), alma de coluna em tração transversal (CWT), banzo de coluna em flexão (CFB), chapa de extremidade em flexão (EPB), banzo e alma de viga ou de coluna em compressão (BFC), alma de viga à tração (BWT) e parafusos à tração (BT). A Fig. 5(b) ilustra o MCC utilizado na análise cíclica. Note-se que, devido à configuração duplamente simétrica da junta, o MCC também é simétrico.

(i) componentes dissipativas

As componentes CWS, CWC, CWT, CFB e EPB foram classificadas como dissipativas. A CWS está ativa para momento fletor positivo e negativo e, portanto, foi-lhe atribuído um comportamento mecânico tração-compressão. A CWC é a única componente ativa em compressão e, por isso, foi-lhe atribuído o comportamento apenas-compressão. As restantes componentes estão ativas apenas em tração, deste modo, foi-lhes atribuído o comportamento apenas-tração.

(ii) componentes não-dissipativas

As componentes BT, BCF, BWT e todas as componentes das linhas 4 e 5 (numeração de acordo com a Fig. 5(b)) foram classificadas como não dissipativas e foi-lhes atribuído um comportamento bi-linear.

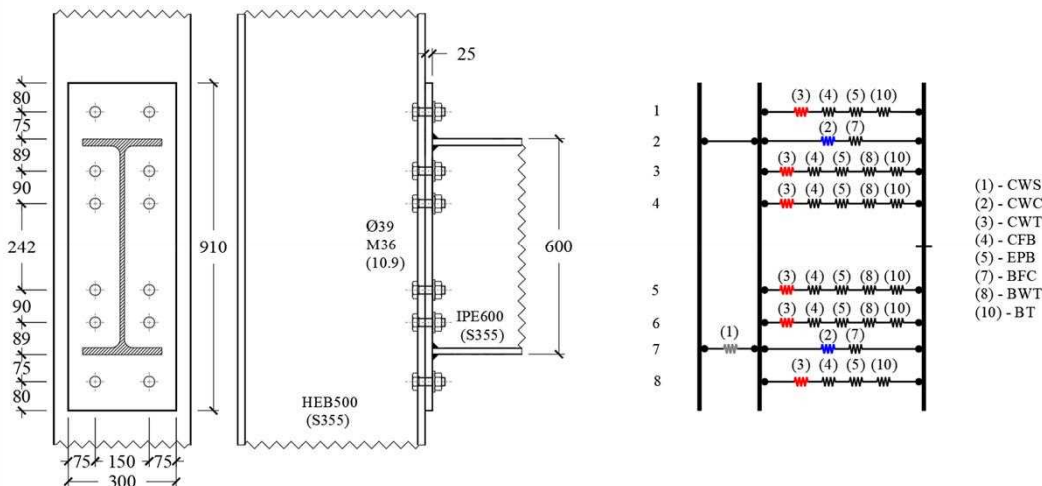


Fig. 5 – Junta E3-TB-E-M3\_ts0: (a) geometria e (b) MCC.

### 2.5.2. Análise

Por forma a ilustrar a importância de atribuir comportamentos mecânicos (relações constitutivas ilustradas na Fig. 3) adequadas às componentes dissipativas, foram realizadas duas análises: (i) AN1 – às componentes dissipativas com comportamento apenas-tração e apenas compressão, foi-lhes atribuído  $d_{lim} = 0$  e  $\beta = 2\%$ ; (ii) AN2 – semelhante à AN1, mas sem impor um  $d_{lim}$ .

As análises AN1 e AN2 representam casos extremos no que respeita aos comportamentos mecânicos considerados: como mostra a Fig. 6, usar duas molas colocadas em paralelo utilizadas para modelar uma única mola, assumindo comportamentos mecânicos apenas-compressão e apenas-tração com  $d_{lim} = 0$  conduzirá a uma simulação pobre do comportamento da mola original, ver Fig. 6(c), porque conduzirá a uma *pinching* "artificial". No entanto, na AN2, assumir comportamentos mecânicos apenas-compressão e apenas-tração sem impor um  $d_{lim}$ , pode também conduzir a uma simulação igualmente pobre do comportamento da junta porque a

rigidez dos ramos de descarga será sobrestimada e será considerada uma maior dissipação de energia.

### 2.5.3. Resultados

As Figs. 7(a) e 8(a) mostram a resposta momento fletor-rotação da junta obtida a partir do modelo refinado MEF 3D criado no ABAQUS [21] e do UCyclic [8]. A resposta momento fletor-rotação calculada com o UCyclic para o modelo AN1 mostra um nível de *pinching* elevado enquanto a resposta do modelo AN2 ajusta-se melhor os resultados do ABAQUS.

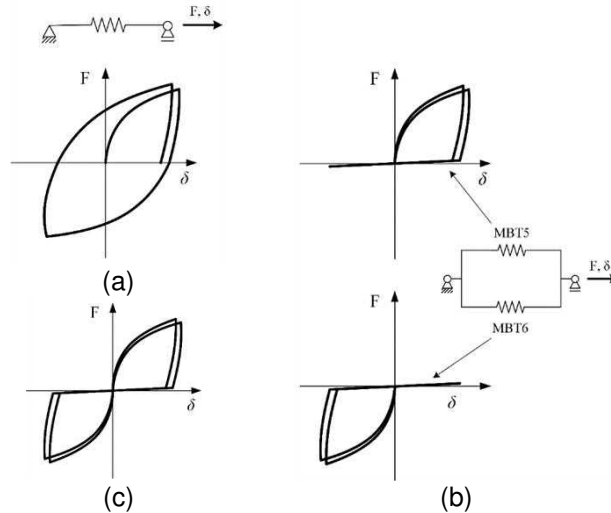


Fig. 6 – Ilustração da modelação cíclica do comportamento de uma mola (componente) utilizando duas molas (subcomponentes) em paralelo com comportamentos apenas-tração e apenas-compressão.

Como já foi referido, a diferença é matematicamente explicada pelas relações constitutivas adotadas para as componentes, por exemplo na análise AN1 o comportamento mecânico apenas-tração foi atribuído a todas as componentes dissipativas em tração, tornando-o ativo apenas para deformações positivas ( $d_{lim} = 0$ ) – quando a força interna se aproxima de zero (perto de se tornar inativa), é assumido um comportamento linear com um declive de 2% da rigidez inicial, produzindo assim esse comportamento – como ilustrado anteriormente na Fig. 6. Por outro lado, para a AN2, como se mostra na Fig. 8(a), obteve-se uma melhor correspondência global com os resultados do ABAQUS mas, também como esperado, os ramos de descarga são mais rígidos na AN2 do que nos resultados do ABAQUS, levando a uma maior dissipação de energia.

A Fig. 7(b) mostra os resultados da AN1 em termos de força-deformação calculadas com o UCyclic para as componentes CWT (mola #1), CFB (mola #2) e EPB (mola #3) na linha 1, CWC (mola #1) na linha 2 e CWT (mola #1) e CFB (mola #2) na linha 3 e o momento fletor-rotação da junta e da ligação utilizando uma captura de ecrã do ResultsAnalyser – o ponto vermelho corresponde ao mesmo *step* (passo) da análise em todos os gráficos. A Fig. 8(b) mostra os resultados de AN2 em termos força-deformação calculadas com UCyclic para as componentes CWS, CWT (mola #1) e EPB (mola #3) na linha 1, CWC (mola #1) na linha 2 e CWT (mola #1) e BT (mola #5) na linha 3 e o momento fletor-rotação da junta e da ligação utilizando uma captura de ecrã do ResultsAnalyser.

## 2.6. MCC refinado

Algumas componentes, devido à interação com outras componentes e devido à histerese associada ao carregamento cíclico, apresentam um comportamento diferente em condições cíclicas quando comparado com o seu comportamento em condições monotônicas, pelo que podem exigir uma abordagem de modelação mais refinada, por exemplo, a CFB e a EPB desenvolvem forças de compressão elevadas para deformações positivas (quando ocorre inversão do sentido da deformação) devido às deformações plásticas nos ciclos anteriores. Tendo como referência o modelo mecânico para condições monotônicas quase-estáticas, estas diferenças podem exigir a introdução de restrições cinemáticas adicionais no modelo mecânico para condições cíclicas, por exemplo, uma relação explícita entre a deformação das componentes de introdução de carga (CWT e CWC), ver Fig. 9.

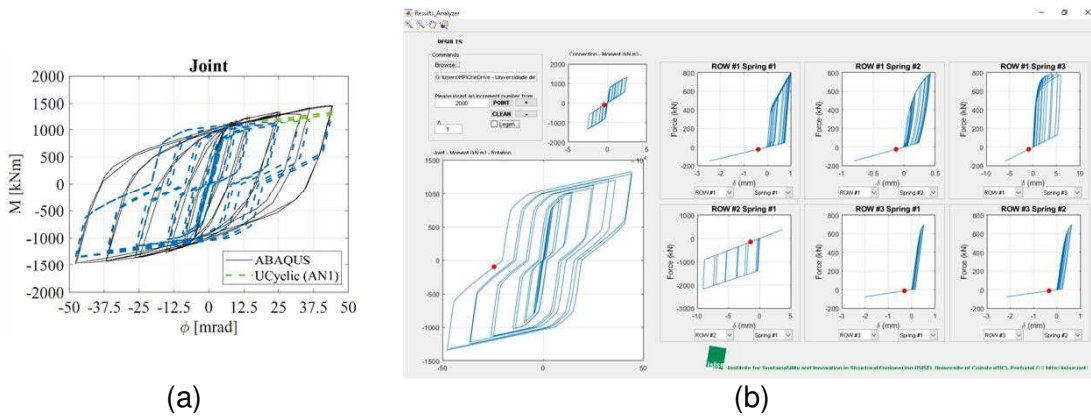


Fig. 7 – AN1: (a) Resposta momento fletor-rotação da junta e (b) ResultsAnalyzer.

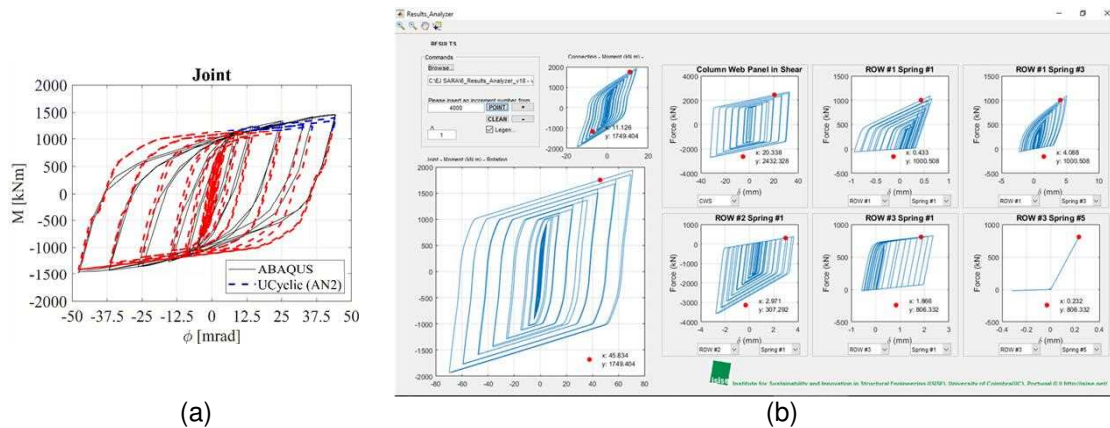


Fig. 8 – AN2: (a) Resposta momento fletor-rotação da junta e (b) ResultsAnalyzer.

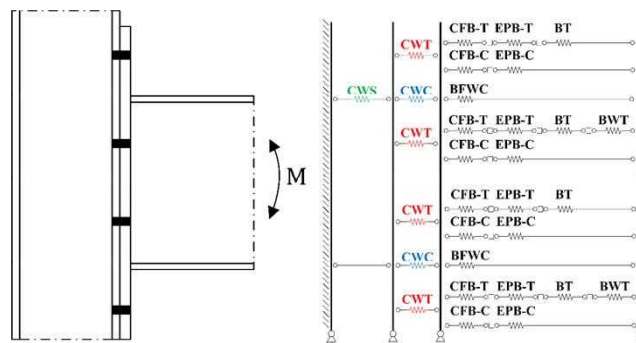


Fig. 9 – Disposição das componentes no MCC refinado.

### 3. MODELO DE COMPONENTES DESACOPLADO PARA *T-STUBS*

#### 3.1. Introdução

A extensão do MC clássico para condições cíclicas quase-estáticas é complexa, morosa e exige vários desenvolvimentos. A fim de ultrapassar as divergências identificadas, são necessários novos desenvolvimentos relacionados com a ferramenta *UCyclic*, visando (i) a aplicação da estratégia de modelação desacoplada para as componentes CFB e EPB (*T-stub*) e (ii) restrições cinemáticas adicionais do modelo mecânico, ver o modelo de componentes refinado apresentado na secção 2.6.

Neste capítulo, são apresentados o enquadramento e a implementação de um modelo de componentes desacoplado para *T-stubs* sob carregamento cíclico (MCC-TS) [17]. Este modelo desacopla a componente banzo da coluna/chapa de extremidade à flexão (CFB/EPB) em duas subcomponentes, uma que suporta as forças de tração e outra as forças de compressão.

#### 3.2. Descrição do modelo

A Fig. 10(a) representa o modelo de componentes usado habitualmente para o *T-stub* à tração para modelação de juntas sob ações monotónicas quase-estáticas. Este modelo contém duas molas em série, e que representam as componentes (1) parafusos à tração e (2) CFB/EPB à flexão.

A Fig. 10(b) apresenta o MCC-TS [17] desenvolvido para ações cíclicas. Este modelo consiste numa assemblagem de elementos 0D em paralelo, no qual a linha superior contém as componentes (1,1) parafusos à tração e (1,2) CFB/EPB à tração, e a linha inferior contém a componente (2,1) CFB/EPB à compressão. Os elementos (1,2) e (2,1) representam a mesma componentes, mas desacoplam o seu comportamento em apenas-tração e apenas-compressão, respetivamente. Note-se que, neste modelo, assume-se que as linhas 1 e 2 têm a mesma posição geométrica e, portanto, o modelo apresenta apenas dois graus de liberdade cinemáticos.

Para determinar o comportamento do modelo de *T-stubs* desacoplado foi desenvolvido e implementado um procedimento iterativo-incremental para cálculo do comportamento força-deformação  $F_1 - d_1$  do MCC-TS para uma história de carga genérica com controlo de deformação, no qual o deslocamento  $u_1$  é o grau de controlo de liberdade imposto.

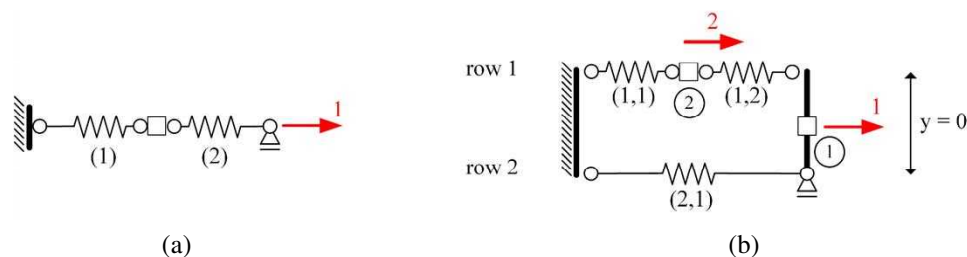


Fig. 10 – Modelo de componentes para *T-stubs*.

#### 3.3. Exemplo ilustrativo

A fim de validar a capacidade do modelo desacoplado de *T-stub* para simular o comportamento cíclico de *T-stubs* e validar a utilização deste modelo para este fim, foi efetuada uma calibração dos parâmetros RAM sem significado físico para uma amostra de *T-stubs*. Para realizar a calibração foram utilizados ensaios experimentais de *T-stubs*

conduzidos por Oliveira *et al.* [12] e por Piluso e Rizzano [7]. O conjunto de *T-stubs* reunido abrange *T-stubs* compostos por provetes laminados e dois modos de rotura distintos. Os provetes selecionados foram testados sob carregamento cíclico de amplitude variável, podendo os parâmetros calibrados do modelo de RAM ser consultados em [17].

A título de exemplo, a Fig. 11 apresenta o resultado da aplicação do modelo desacoplado para simular o comportamento cíclico de *T-stubs* para um ensaio experimental (*T-stub* A1 de Oliveira *et al.* [12]), mostrando concordância com os resultados experimentais com um elevado nível de precisão em reproduzir o *pinching*. O MCC-TS reproduz de forma eficiente e precisa a inversão de carga e a transição da tensão para a compressão e vice-versa. Assim, resolve a principal dificuldade da implementação numérica de um modelo cíclico global para uma junta metálica [8], abrindo o caminho para a previsão da resposta cíclica histerética de juntas metálicas.

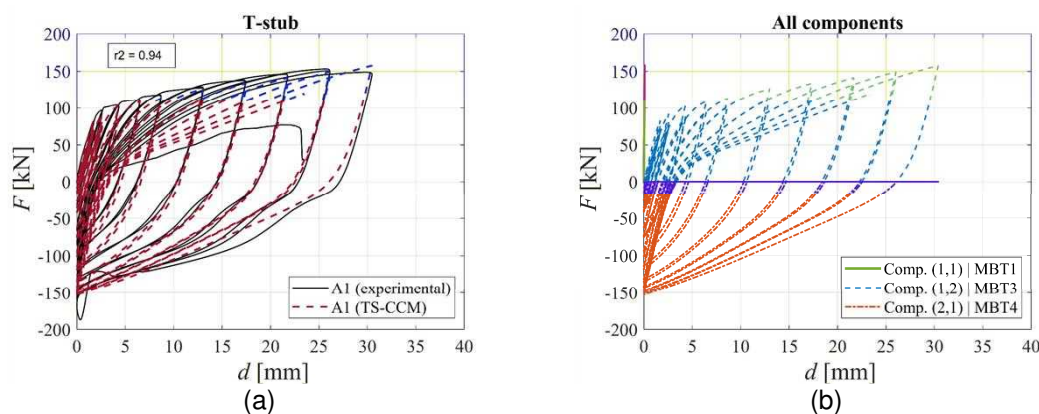


Fig. 11 – Curvas força-deformação: (a) MCC-TS e resultados experimentais e (b) de cada componente básica (*T-stub* A1 de Oliveira *et al.* [12]).

#### 4. NOVAS PERSPECTIVAS

O trabalho apresentado neste artigo estabelece as bases para trabalhos futuros sobre o modelo de componentes cíclico e para fornecer uma ferramenta prática para a análise de JVCMS sujeitas a cargas cíclicas quase-estáticas. No entanto, alguns aspetos deste trabalho requerem ainda uma investigação mais aprofundada, nomeadamente:

- o desenvolvimento de procedimentos melhorados para a extração do comportamento cíclico quase-estático dos componentes a partir de ensaios experimentais e/ou de modelos MEF 3D refinados – é necessária uma base de dados fiável e ampla para o comportamento mecânico de cada tipo de componente para a calibração dos seus modelos constitutivos;
- avaliação da adequação dos modelos EC3-1-8 [4] para o comportamento mecânico holonómico dos componentes no caso de ações monotónicas quase-estáticas para ações cíclicas;
- modelos de base mecânica para o comportamento cíclico quase-estático das componentes, utilizando como *input* as características mecânicas do material de aço e as características geométricas das componentes – os modelos existentes ainda dependem de muitos parâmetros empíricos;
- evolução do nível de *pinching* ao longo da história de carga – os modelos existentes consideram os parâmetros de *pinching* como constantes, mas a evidência experimental parece mostrar que estes parâmetros devem depender da energia dissipada;



- calibrar e validar a resposta do MCC utilizando dados de ensaios experimentais para uma amostra ampla e diversificada de JVCs até que os resultados do MCC inspirem confiança suficiente para serem utilizados na prática atual;
- desenvolver uma interface de fácil utilização para o *software* que incorpora o MCC.

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por (i) fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), no âmbito do contrato de bolsa de investigação 2020.04437.BD atribuída a Sara Oliveira; e foi também financiado parcialmente pela (ii) FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) ao abrigo dos centros de I&D *Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE)*, com a referência UIDB/04029/2020, e do *Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems (ARISE)*, com a referência LA/P/0112/2020.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] CEN, EN 1998-1 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Com. Eur. Norm. (2004).
- [2] L. Simões da Silva, A. Santiago, P. Vila Real, Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints, *Comput. Struct.* 80 (2002) 515–531.
- [3] L. Simões da Silva, Towards a consistent design approach for steel joints under generalized loading, *J. Constr. Steel Res.* 64 (2008) 1059–1075.
- [4] CEN, EN 1993-1-8 - Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints, Com. Eur. Norm. (2005).
- [5] R. Landolfo, European pre-qualified steel joints (EQUALJOINTS) - No. RFSR-CT-2013-00021, Final Report, Brussels, Belgium, 2017.
- [6] J.-P. Jaspart, Recent advances in the field of joints: Column bases and further configurations for beam to column joints and beam splices, University of Liège, Belgium, 1997.
- [7] J.-P. Jaspart, K. Weynand, Design of joints in steel and composite structures, ECCS Press and Ernst & Sohn, 2016.
- [8] S. Oliveira, R. Costa, A. Shahbazian, C. Rebelo, Y. Harada, L. Simões da Silva, Component-based method for quasi-static cyclic behaviour of steel joints, *J. Constr. Steel Res.* 181 (2021) 1–14. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106551>.
- [9] C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, Modelling of the Cyclic Behaviour of Bolted Tee-Stubs, *Light. Steel Alum. Struct.* (1999) 539–546.
- [10] N. Nemat, D. Le Houedec, R. Zandonini, Numerical modelling of the cyclic behaviour of the basic components of steel end plate connections, *Adv. Eng. Softw.* 31 (2000) 837–849. [https://doi.org/10.1016/S0965-9978\(00\)00046-6](https://doi.org/10.1016/S0965-9978(00)00046-6).
- [11] V. Piluso, G. Rizzano, Experimental analysis and modelling of bolted *T-stubs* under cyclic loads, *J. Constr. Steel Res.* 64 (2008) 655–669.
- [12] H.X. Yuan, X.H. Liu, J.L. Liu, M. Theofanous, Cyclic behaviour and hysteretic model of austenitic stainless steel bolted *T-stubs*, *J. Constr. Steel Res.* 182 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106659>.
- [13] J.W. Hu, R.T. Leon, T. Park, Mechanical modeling of bolted *T-stub* connections under cyclic loads Part I: Stiffness modeling, *J. Constr. Steel Res.* 67 (2011) 1710–1718. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.04.009>.
- [14] H. Gervásio, L. Simões da Silva, L. Borges, Reliability assessment of the post-limit stiffness and ductility of steel joints, *J. Constr. Steel Res.* 60 (2004) 635–648.
- [15] L. de Lima, L. Simões da Silva, P.C.G. da S. Vellasco, S.A.L. de Andrade, Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force, *Eng. Struct.* 26 (2004) 1333–1347.
- [16] L. Simões da Silva, L.R.O. de Lima, P.C.G.S. Vellasco, S.A.L. de Andrade, Behaviour of flush end-plate beam-to-column joints under bending and axial force, *Steel Compos. Struct.* 4 (2004) 77–94. <https://doi.org/10.12989/scs.2004.4.2.077>.

- [17] S. Oliveira, R. Costa, A.F. Santos, L.S. da Silva, Y. Harada, V. Piluso, A decoupled *T-stub* component model for the cyclic modelling of steel joints, *J. Constr. Steel Res.* 209 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108044>.
- [18] L. Simões da Silva, C. Rebelo, L. Mota, Extension of the component method to end-plate beam-to-column steel joints subjected to seismic loading, in: *Proc. CC2009, Trends Civ. Struct. Eng. Comput., Funchal, Portugal, 2009*: pp. 1–4.
- [19] P. Nogueiro, L. Simões da Silva, R. Bento, R. Simões, Numerical Implementation and Calibration of a Hysteretic Model with Pinching for the Cyclic Response of Steel Joints, *Adv. Steel Constr.* 3 (2007) 459–484.
- [20] MathWorks, MATLAB (R2019b), (2019) Natick, Massachusetts, United States.
- [21] H. Augusto, L. Simões da Silva, C. Rebelo, J.M. Castro, Cyclic behaviour characterization of web panel components in bolted end-plate steel joints, *J. Constr. Steel Res. Cycl.* 133 (2017) 310–333.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## RELATÓRIO DE AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE SÍSMICA: REQUISITO OU NECESSIDADE?

**CLÁUDIA PINTO**  
Diretora de Projeto  
CML

**ALEXANDRE A. COSTA**  
Diretor de Inovação  
NCREP

**RITA BENTO**  
Professora Catedrática  
CERIS – IST

**ANTÓNIO A. CORREIA**  
Chefe do NESDE  
LNEC

### SUMÁRIO

Após um período em que se assistiu à proliferação de operações de reabilitação, realizadas ao abrigo do regime excecional implementado em 2014, o qual acatela a segurança contra incêndios e a melhoria do estado de conservação, mas que nada obrigava no que diz respeito ao incremento da segurança estrutural e sísmica, surge em 2019 dois diplomas que vieram introduzir a necessidade da avaliação da vulnerabilidade sísmica em determinadas operações urbanísticas. A *Regulamentação e Fiscalização* é um dos vetores base do Programa **ReSist** e através dele têm vindo a ser desenvolvidas e implementadas medidas visando a clarificação e normalização da legislação em vigor. Neste âmbito foi estabelecida uma parceria com algumas entidades que compõem o Conselho Técnico-Científico do Programa, da qual resultou um documento que procurou suprir omissões nas normas em vigor. No presente artigo pretende-se discutir as vantagens e desvantagens desta medida, assim como a avaliação da sua implementação.

### ABSTRACT

After a period in which we assisted to a proliferation of rehabilitation processes, carried out under the exceptional law implemented in 2014, which took into account fire safety and improving the conservation state of buildings, but did not require any procedure regarding structural and seismic strengthening, two new normatives were implemented in 2019, introducing the need to assess seismic vulnerability in specific urban operations. Regulation and Supervision is one of the basic vectors of the ReSist Programme and through this vector several measures have been developed and implemented to clarify and standardize the legislation. In this context, a partnership was established with some of the entities that make up the Program's Technical-Scientific Council, which resulted in a document that sought to solve the omissions in the regulations. This article aims to discuss the advantages and disadvantages of this measure, as well as an evaluation of its implementation.

**PALAVRAS-CHAVE:** Operações urbanísticas, reabilitação, RAVS, vulnerabilidade sísmica.

## 1. INTRODUÇÃO

O Decreto-Lei n.º 53/2014, de 08 de abril [1], veio estabelecer um regime excecional e temporário a aplicar à reabilitação de edifícios ou frações (RERU). Este diploma privilegiava as operações de reabilitação de edifícios ou frações que se destinassem, total ou parcialmente, ao uso habitacional, desde que a sua construção tivesse sido concluída há pelo menos 30 anos, ou cuja localização se integrasse em áreas de reabilitação urbana (ARU).

Estas operações de reabilitação destinavam-se à melhoria do estado do edifício, das suas condições de salubridade, e da segurança contra incêndios, dispensando-se o cumprimento de outros requisitos (acessibilidades, acústica, eficiência energética e qualidade térmica). No que se refere à segurança estrutural, o diploma referia que as intervenções não poderiam “*diminuir a segurança estrutural e sísmica do edifício*”, mas não era acautelada a verificação da mesma nem promovido o seu aumento.

Tendo como premissa o incremento da economia através da articulação entre dois domínios estratégicos: a reabilitação, enquanto fator de desenvolvimento das cidades e da economia e o mercado de arrendamento urbano, as operações urbanísticas realizadas ao abrigo do RERU promoveram a reconversão e ocupação de edifícios e frações outrora devolutos, ou destinados a outros usos. Contudo, pelo facto de não ter sido acautelado o aumento da segurança estrutural e sísmica, este diploma terá conduzido ao aumento do risco sísmico nos grandes centros urbanos.

## 2. ENQUADRAMENTO LEGAL EM VIGOR

### 2.1. Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho

Considerando a densa ocupação dos grandes centros urbanos e tendo como objetivo a criação de condições para que a reabilitação fosse a principal forma de intervenção ao nível do edificado e do desenvolvimento urbano, entrou em vigor o Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho [2], o qual veio estabelecer o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas, à luz de um quadro legal atualizado e adequado às suas especificidades.

No ponto 1 do artigo 2.º são definidos os requisitos funcionais aplicáveis à reabilitação de edifícios ou frações autónomas, sempre que se destinem, total ou parcialmente, ao uso habitacional. Esses requisitos incluem a segurança contra incêndios, o comportamento térmico e eficiência energética, a acústica, as acessibilidades e as infraestruturas de telecomunicações. No ponto 2 do referido artigo é introduzida a exigência da avaliação da vulnerabilidade sísmica nas operações de reabilitação.

Este Decreto surge em articulação com a substituição dos regulamentos associados ao projeto de estruturas pelos Eurocódigos Estruturais, dos quais se destaca o Eurocódigo 8.

### 2.2. Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro

Na sequência do artigo 8.º do Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho, é publicada a Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro [3], a qual veio definir os termos em que “*as obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico*”.

De acordo com o artigo 1.º desta Portaria, o relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica (RAVS), deve ser realizado sempre que se aplique uma das seguintes condições:

- a) *Existência de sinais evidentes de degradação da estrutura do edifício;*
- b) *Procedam ou tenham por efeito uma alteração do comportamento estrutural do edifício;*
- c) *Cuja área intervencionada, incluindo demolições e ampliações, exceda os 25% da área bruta de construção do edifício;*
- d) *Cujo custo de construção exceda em pelo menos 25% do custo de construção nova de edifício equivalente.*

O RAVS é ainda obrigatório no caso de operações de reabilitação realizadas em edifícios de classes de importância III e IV, sempre que se verifiquem as condições acima indicadas, com redução para 15% dos limites estabelecidos nas alíneas c) e d).

Quando o RAVS concluir que o edifício não satisfaz as exigências de segurança relativas a 90% da ação sísmica definida na NP EN1998-3:2017 [4], é obrigatória a elaboração de projeto de reforço sísmico, ao abrigo da mesma norma.

### **2.3. Pontos omissos na legislação em vigor**

Pese embora os diplomas publicados em 2019 viessem trazer a tão desejada necessidade da avaliação da vulnerabilidade sísmica como suporte às operações de reabilitação urbana, os pontos omissos nesses diplomas conduziram a dificuldades na sua implementação e a uma difusão de procedimentos distintos, muitas vezes suportados em pareceres jurídicos que não deixam de incidir sobre matérias estritamente do foro técnico, a saber:

- Ponto 2 do artigo 2.º do Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho – para uma maior clareza, este ponto devia conter a definição do âmbito de aplicação do RAVS. Os autores consideram que a avaliação da vulnerabilidade sísmica se encontra autonomizada num ponto próprio atendendo a que extravasa a aplicação a edifícios ou frações autónomas de uso habitacional, conforme o ponto 1 do mesmo artigo, aplicando-se à análise de edifícios de todas as classes de importância, incluindo edifícios classificados Contudo, foram emitidos pareceres com outro entendimento, o que trouxe dificuldades às entidades públicas aquando da exigência desse elemento para suporte às operações de reabilitação em equipamentos.

- Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro – apresenta três omissões essenciais para uma correta uniformização na aplicação da norma, a saber:

- não define a fase em que o RAVS deve ser elaborado;
- não define a habilitação do técnico que o subscreve;
- não define um índice.

Além dos pontos acima referidos, os quais originam dificuldades na receção e verificação dos elementos em sede do saneamento liminar no âmbito dos processos de licenciamento urbanístico, o próprio âmbito de aplicação da Portaria não é claro para a comunidade técnica, o que se constata pelas justificações apresentadas, as quais na maioria das situações visam a isenção da realização do RAVS.

## **3. PROGRAMA RESIST**

O Programa ReSist, programa municipal de promoção da resiliência sísmica do parque edificado, municipal e privado e infraestruturas urbanas municipais, assenta em 48

medidas as quais consubstanciam três vetores base: infraestrutura de conhecimento e modelação, envolvimento da sociedade e regulamentação e fiscalização (Figura 1).



Fig. 1 – Vetores base do Programa **ReSist**

Pese embora o Programa ReSist seja de iniciativa do Município de Lisboa, o seu âmbito de atuação extravasa as competências municipais tendo para isso sido celebrados diversos protocolos de colaboração institucional com entidades da administração central, laboratórios do estado, ordens e associações profissionais, instituições académicas e empresas privadas, as quais constituem o Conselho Técnico-Científico (CTC), do Programa ReSist.

No âmbito do vetor regulamentação e fiscalização e em parceria com algumas das entidades que integram o CTC foi desenvolvido um trabalho que incidiu na análise dos pontos omissos na Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, e do qual resultou um documento que elenca as boas práticas a adotar aquando da aplicação desta norma. O documento encontra-se disponível para consulta na página do Programa *ReSist* [5].

Do trabalho realizado resulta a:

- Definição da fase de realização e entrega do RAVS;
- Definição da habilitação legal do técnico (subscrição do RAVS);
- Definição do índice

### **3.1. Definição da fase de realização e entrega do RAVS**

De forma a garantir que as condições de segurança estrutural são acauteladas na fase inicial de uma operação urbanística, que se enquadre no âmbito da Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, o grupo de trabalho definiu que o RAVS deve ser realizado no início do processo e entregue como elemento instrutório para aprovação do Projeto de Arquitetura.

Este entendimento garante ainda o integral cumprimento da Lei, no que se refere à constituição da equipa, a qual deve ser pluridisciplinar e constituída no início do processo, como permite, numa fase muito precoce, avaliar a exequibilidade técnica e os custos associados à compatibilização do projeto de arquitetura com a estrutura existente.

Para clarificação do processo foi definido um fluxo procedimental, orientador para a comunidade técnica, assim como para os técnicos que executam funções de saneamento liminar (Figura 2).



Fig. 2 – Fluxo procedimental relativo à entrega do RAVS

### 3.2. Definição da habilitação legal do técnico (subscrição do RAVS)

Atendendo a que se trata duma avaliação de cariz estrutural, com enfoque na resposta do edifício face à ação sísmica, entende-se que o RAVS deve ser subscrito por técnico com a mesma habilitação legal para subscrever o Projeto de Estabilidade.

Daqui não resulta que o técnico que efetua o RAVS tenha de ser o mesmo que realiza o Projeto de Estabilidade e de Reforço Sísmico.

### 3.3. Definição do índice do RAVS

O RAVS deve ser realizado de forma a apresentar a caracterização estrutural do edifício e concluir, nos termos do ponto 3 do artigo 1.º da Portaria 302/2019, de 12 de setembro, da necessidade ou não de realização de Projeto de Reforço Sísmico. A avaliação a realizar incide sobre a estrutura existente, mas deve incluir as alterações previstas no projeto de arquitetura.

Assim, propôs a equipa que o RAVS compreendesse 3 partes:

- Parte I – Caracterização, inspeção e diagnóstico da construção existente;
- Parte II – Avaliação da segurança estrutural do edifício;
- Parte III - Conclusões

A Parte I inclui:

- O levantamento e análise da informação existente, considerando todas as intervenções estruturais realizadas no edifício;
- A caracterização geométrica da estrutura, mencionado as irregularidades em planta, em altura e confrontação com edifícios adjacentes;
- A caracterização mecânica dos materiais e dos elementos estruturais, com enfoque nas disposições construtivas;
- A caracterização das anomalias estruturais, o que pressupõe a descrição e interpretação das patologias existentes, relevantes para o comportamento sísmico;
- O tipo de terreno, com o objetivo da definição da ação sísmica.



Na Parte II do índice proposto são sugeridos os métodos e procedimentos para avaliação da vulnerabilidade sísmica. Estes métodos podem ser realizados de acordo com a NP EN 1998-3:2017, que propõe uma avaliação considerando metodologias mais sofisticadas em função da classe de importância dos edifícios, ou através dos métodos de avaliação e análise expedita definidos e publicados pelo LNEC, em cumprimento do ponto 4 do artigo 1.º da referida Portaria [6].

A Parte III do índice proposto refere-se às conclusões, as quais devem indicar se o edifício satisfaz ou não o critério de verificação de segurança sísmica, solicitando que, no caso de não satisfação, sejam indicadas as vulnerabilidades identificadas e incluídas recomendações a incluir em sede do Projeto de Reforço Sísmico, a entregar na fase de especialidades.

Atendendo à experiência dos membros da equipa foram estabelecidas considerações que tiveram como objetivo a simplificação do procedimento, a saber:

- Sempre que o Projetista defina à partida que o edifício necessita de reforço sísmico, o RAVS deve incluir explicitamente essa indicação, isentando-se a realização da avaliação e análise estrutural (Parte II); não obstante deverão ser mencionados os pressupostos base a incluir no Projeto de Reforço Sísmico;
- O Projeto de Reforço Sísmico pode constituir um projeto autónomo ou estar integrado no Projeto de Estabilidade. No segundo caso, deve o Projetista identificar, em capítulo autónomo da Memória Descritiva, as medidas de reforço sísmico adotadas.

O detalhe de cada um dos pontos acima mencionados consta do Relatório Técnico produzido no âmbito do grupo de trabalho [7].

#### **4. DISSEMINAÇÃO DA MEDIDA**

A medida acima identificada entrou em vigor, no licenciamento urbanístico da Câmara Municipal de Lisboa, a 01 de abril de 2023.

Antes da entrada em vigor a mesma foi apresentada em vários fóruns, nomeadamente:

- **Jornadas *ReSist*** - Ciclo de Formação – Lições Professor João Appleton

Esta ação, destinada à comunidade técnica teve lugar no Auditório do LNEC e contou com a participação de cerca de 200 projetistas (Figura 3);

- **Semana da Reabilitação Urbana**

Workshop subordinado ao RAVS e seu fluxo procedimental, destinado a promotores e investidores imobiliários; contou com 90 participantes;

- **Academia Urbanismo Lisboa**

Ações de formação realizadas para 125 técnicos do licenciamento urbanístico e atendimento ao munícipe;



Fig. 3 – Jornadas ReSist - Ação de formação: “Como avaliar a vulnerabilidade sísmica?”

▪ **Programa ReSist – Ações de sensibilização**

Ações realizadas nas Comunidades Intermunicipais (CIM) de Leiria, Médio Tejo, Oeste, Lezíria do Tejo, Alto Alentejo, Alentejo Litoral, Baixo Alentejo e Alentejo Interior; nestas ações participaram 127 técnicos dos serviços de urbanismo dos municípios que integram essas comunidades.



Fig. 4 – Ação de sensibilização na Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo

A par das ações de sensibilização foram desenvolvidos materiais de apoio à disseminação da informação (Figura 5).

**OBRAS DE AMPLIAÇÃO, ALTERAÇÃO OU RECONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS**

Portaria nº 302/2019, de 12 de setembro  
De acordo com o artigo 1.º da Portaria nº 302/2019, de 12 de setembro, o RAWS deve ser realizado em todas as obras de ampliação, alteração ou reconstrução de edifícios, sempre que se enquadre numa das seguintes condições:

<b>DEVE SER REALIZADO RAWS</b>	
a) <b>ESTADO DEGRADAÇÃO</b>	ESTADO DEGRADAÇÃO da estrutura do edifício.
b) <b>ESTADO ALTERAÇÃO</b>	ESTADO ALTERAÇÃO do comportamento estrutural do edifício.
c) <b>EXCEDE 25%</b>	EXCEDE 25% custo de construção nova equivalente.
d) <b>EXCEDE 25%</b>	EXCEDE 25% área interseccionada área bruta de construção do edifício.
<b>OBRIGATÓRIO RAWS PARA CLASSES DE IMPORTÂNCIA III OU IV</b>	
c) <b>EXCEDE 15%</b>	EXCEDE 15% custo de construção nova equivalente.
d) <b>EXCEDE 15%</b>	EXCEDE 15% área interseccionada área bruta de construção do edifício.
<b>OBRIGATÓRIO PROJETO DE REFORÇO SÍSMICO</b>	
EXPECIFICAÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO da ação sísmica definida na NP EN 1998-3:2017 <b>90% NÃO SATISFAZ</b>	

**QUADRO DE CLASSES DE IMPORTÂNCIA DOS EDIFÍCIOS**  
Categorias de edifícios de acordo com a sua importância tendo em conta as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da importância para a segurança pública e para a proteção civil em situações de socorro e emergência após um sismo.

Métodos de avaliação e análise definidos pela LNEC, conforme artigo 4.º do artigo 1.º da Portaria nº 302/2019, de 12 de setembro.  
Consulte nos documentos elaborados pela LNEC: <http://www.lnece.pt/pt/edificios/temas/temas/edificios-de-reforco-sismico-estrutural/>

<b>I</b>	<b>EDIFÍCIOS DE IMPORTÂNCIA MENOR</b> para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
<b>II</b>	<b>EDIFÍCIOS CORRENTES</b> não pertencentes às restantes categorias.
<b>III</b>	<b>EDIFÍCIOS DE IMPORTÂNCIA MAIOR</b> atendendo às consequências associadas ao seu colapso, como escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
<b>IV</b>	<b>EDIFÍCIOS DE IMPORTÂNCIA VITAL</b> para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centros sísmicos, etc.

**FASE DE ENTREGA**  
**É ENTREGUE: COM O PROJETO DE ARQUITETURA**  
De forma a garantir que as condições de segurança estrutural são atualizadas na fase inicial.  
O RAWS tem de ser subscrito por técnico com habilitação legal para assinatura de Projeto de Estabilidade.

Fig. 5 – Flyer desenvolvido para apoio às ações de disseminação

## 5. MONITORIZAÇÃO

Na opinião dos autores esta medida apresenta diversas vantagens para os vários intervenientes no processo, designadamente os coordenadores de projeto, os projetistas, os promotores e donos de obra e os técnicos municipais.

De destacar a posição que a Câmara Municipal de Lisboa, através do Programa ReSist, quer marcar no que diz respeito à segurança estrutural nas operações de reabilitação do parque edificado.

Acresce que a exigência duma análise estrutural numa fase inicial dos processos define as funções das várias equipas, quer as de arquitetura, que não terão de assumir a responsabilidade por uma matéria que extravasa o âmbito das suas competências, quer os técnicos da estabilidade, que deixam de ter de ajustar as necessidades do projeto no que se refere à segurança sísmica, função dum direito adquirido através dum projeto de arquitetura aprovado.

Para os promotores também se considera maioritariamente vantajosa a medida considerando que poderão avaliar, numa fase inicial, a viabilidade da pretensão, atendendo a que as medidas a implementar e custos a elas associados serão definidos a priori, permitindo uma redução de custos e otimização dos projetos.

Para os técnicos municipais a definição do procedimento e dos conteúdos facilita a verificação em sede de saneamento liminar.

Nas situações em que o promotor pretenda apenas avaliar a viabilidade duma determinada pretensão, podendo a mesma não avançar, a necessidade de entrega do RAVS numa fase inicial poderá constituir um custo acrescido, contudo, esta consistirá, na nossa opinião, na principal desvantagem da medida.

Desde o dia da sua implementação no licenciamento urbanístico até à presente data, reduziram substancialmente as situações de falta de entrega de elementos, assim como dos pareceres jurídicos que davam entrada nos serviços de atendimento para isenção de realização do RAVS, o que por si só consiste numa vantagem.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho desenvolvido contribuiu para a definição de uma política de promoção da resiliência sísmica na cidade de Lisboa, e definiu a posição da CML e do CTC nesta matéria.

Consideram os autores que a mesma pode, e deve, ser adotada noutras áreas territoriais, com premência nas zonas de maior risco sísmico, tendo sido desenvolvidas várias ações de disseminação com esse fim.

Das ações de divulgação realizadas nas CIM foi possível sensibilizar alguns municípios, os quais passaram a exigir a entrega do RAVS na mesma fase, a saber: Setúbal, Arraiolos, Peniche, etc.

À data da conclusão do presente artigo entrou em vigor a Portaria n.º 71-A/2021, de 27 de fevereiro, a qual veio identificar os elementos instrutórios dos procedimentos previstos no Regime Jurídico da Urbanização e Edificação. Foi com muito agrado que a equipa viu a integração do Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica na lista de elementos instrutórios para aprovação do Projeto de Arquitetura, nas obras de edificação (Figura 6), o que vem reforçar o reconhecimento do mérito desta medida.

**17 — No caso de obras de edificação, para efeitos de aprovação do projeto de arquitetura:**

a) Documentos comprovativos da qualidade de titular de qualquer direito que lhe confira a faculdade de realização da operação ou da atribuição dos poderes necessários para agir em sua representação, sempre que tal comprovação não resulte diretamente do n.º 1;

b) Projeto de arquitetura, incluindo:

i) Plantas à escala de 1:50 ou de 1:100 contendo as dimensões e áreas e utilizações de todos os compartimentos, bem como a representação do mobiliário fixo e equipamento sanitário;

ii) Alçados à escala de 1:50 ou de 1:100 com a indicação das cores e dos materiais dos elementos que constituem as fachadas e a cobertura, bem como as construções adjacentes, quando existam;

iii) Cortes longitudinais e transversais à escala de 1:50 ou de 1:100 abrangendo o terreno e o arranque dos terrenos vizinhos, com indicação do perfil existente e o proposto, bem como das cotas dos diversos pisos, da cota de soleira e dos acessos ao estacionamento;

iv) Pormenores de construção, à escala adequada, esclarecendo a solução construtiva adotada para as paredes exteriores do edifício e sua articulação com a cobertura, vãos de iluminação/ventilação e de acesso, bem como com o pavimento exterior envolvente;

v) Discriminação das partes do edifício correspondentes às várias frações e partes comuns, valor relativo de cada fração, expressa em percentagem ou pernilagem, do valor total do prédio, caso se pretenda que o edifício fique sujeito ao regime da propriedade horizontal;

c) Quando se trate de operação urbanística que contemple a cedência de áreas para o município deve ser incluído:

i) Planta de cedências;

ii) Planta de cadastro atual;

iii) Planta e quadro de transformação fundiária;

**d) Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade sísmica, quando exigível, nos termos da lei;**

e) Plano de acessibilidades que apresente a rede de espaços e equipamentos acessíveis, comprovando que a execução da operação se conforma com o Decreto-Lei n.º 163/2006, de 8 de agosto, na sua redação atual, desde que inclua tipologias do seu artigo 2.º;

f) Estudo que ateste da conformidade da operação com o Regulamento Geral do Ruído, aprovado pelo Decreto-Lei n.º 9/2007, de 17 de janeiro, na sua redação atual;

g) Fotografias do imóvel;

h) Facultativamente o requerente pode entregar, desde logo, os projetos de especialidades, detalhado no número seguinte;

i) Calendarização da execução da obra, com estimativa do prazo de início e de conclusão dos trabalhos;

j) Estimativa do custo total da obra;

k) Estimativa dos encargos urbanísticos, nomeadamente com o cálculo da taxa pela realização, manutenção e reforço de infraestruturas urbanísticas e das compensações urbanísticas, quando aplicável, ou junção de resultado de simulação do cálculo disponibilizado pelo município;

l) Ficha de elementos estatísticos;

m) Declaração dos autores e coordenador dos projetos de que a operação respeita os limites constantes da informação prévia favorável, nos termos do disposto no n.º 5 do artigo 17.º do RJUE, identificando o respetivo procedimento administrativo;

n) Termos de responsabilidade subscritos pelos autores e coordenador dos projetos quanto ao cumprimento das disposições legais e regulamentares aplicáveis;

o) Comprovativo da contratação de seguro de responsabilidade civil dos técnicos, nos termos da Lei n.º 31/2009, de 3 de julho, na sua redação atual.

18 — No caso de obras de edificação, na sequência da aprovação do projeto de arquitetura, projetos de especialidades em função do tipo de obra a executar:

a) Projeto de estabilidade que inclua o projeto de escavação e contenção periférica;

b) Projeto de reforço sísmico, quando exigível, nos termos da lei;

Fig. 6 – Excerto da Portaria n.º 71-A/2024, de 27 de fevereiro

## 7. AGRADECIMENTOS

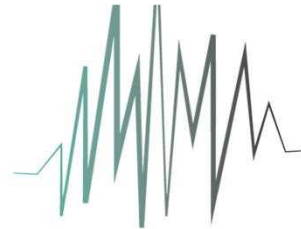
Os autores gostariam a agradecer às instituições e aos restantes membros do grupo de trabalho que elaborou o documento de boas práticas para aplicação da Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, nomeadamente ao Prof. Carlos Sousa Oliveira, Prof. Mário Lopes, Prof. Rui Carrilho Gomes, Eng.º Filipe Ribeiro, Prof. Humberto Varum, Eng.º Eduardo Cansado Carvalho, Prof. Carlos Rente, Prof. Fernando Pinho, Prof. João Azevedo, Eng.º Alexandre Pinto, Dra. Carla Pousada, Eng.º Carlos Ferreira, Eng.ª Antónia Santos, Dra. Margarida Felgueiras, Eng.ª Mónica Amaral Ferreira, Eng.ª Paula Pacheco, Eng.ª Graciete Nunes, Eng.º Hugo Deodato, Dra. Glória do Espírito Santo, Dra. Miriam Ferreira, Dra. Maria João Pinto e Eng.ª Luísa Ribeiro.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] Decreto-Lei n.º 53/2014, de 08 de abril – Regime excecional e temporário a aplicar à reabilitação de edifícios ou de frações, cuja construção tenha sido concluída há pelo menos 30 anos ou localizados em áreas de reabilitação urbana, sempre que

- estejam afetos ou se destine a ser afetos total ou predominantemente ao uso habitacional. Diário da República n.º 69/2014, 1.ª Série.
- [2] Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho – Estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas. Diário da República, n.º 136/2014, 1.ª Série.
- [3] Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro – Define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico. Diário da República n.º 175/2019, 1.ª Série.
- [4] NP EN 1998-3:2017 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.
- [5] <https://informacoeseservicos.lisboa.pt/prevencao/resiliencia-urbana/projetos/resist> - Site do Programa ReSist. Informação acedida a 08/03/2024.
- [6] <http://www.lnec.pt/pt/servicos/ferramentas/avaliacao-da-vulnerabilidade-br-de-estruturas/> - Página web do LNEC. Métodos de avaliação e análise expedita.
- [7] Programa ReSist - Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica. Relatório Técnico. Elaborado em Janeiro 2023.
- [8] Portaria nº.71-A/2024, de 27 de fevereiro – Identifica os elementos instrutórios dos procedimentos previstos no Regime Jurídico da Urbanização e Edificação e revoga a Portaria n.º 113/2015, de 22 de abril. Diário da República n.º 41/2024, 1.º Suplemento, Série I.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Modelação e análise de estruturas***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**ANÁLISE NUMÉRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO APÓS UM SISMO DE  
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SEM DIMENSIONAMENTO SÍSMICO  
CONSIDERANDO DIFERENTES CURVAS DE INCÊNDIO**

**HUGO VITORINO**  
Estudante de doutoramento  
Universidade de Aveiro

**PAULO VILA REAL**  
Professor Catedrático  
Universidade de Aveiro

**CARLOS COUTO**  
Investigador Auxiliar  
Universidade de Aveiro

**HUGO RODRIGUES**  
Professor Associado  
Universidade de Aveiro

**SUMÁRIO**

Para analisar o impacto do dano sísmico e de diferentes curvas de incêndio na resistência ao fogo de pórticos de betão armado sem dimensionamento sísmico foram desenvolvidas várias análises numéricas. Realizou-se a comparação entre a utilização da curva de incêndio padrão ISO 834 e das curvas paramétricas sem medidas ativas de combate a incêndio, assumindo-se que pudessem ser danificadas pelo sismo. Observou-se que as curvas paramétricas levam a menores tempos até ao colapso. Estas curvas podem representar um cenário de incêndio após um sismo e pode ser uma abordagem mais adequada para estas situações. Foram também realizadas análises considerando curvas paramétricas com medidas ativas de combate a incêndio, tendo-se observado que algumas estruturas analisadas não colapsaram, o que comprova o impacto destas medidas na mitigação do risco de incêndio após um evento sísmico. Estas análises permitiram uma melhor compreensão do fenómeno de incêndio após um sismo.

**PALAVRAS-CHAVE:** Dano sísmico, Resistência ao Fogo, Betão Armado, Análises Numéricas



## 1. INTRODUÇÃO

Os sismos podem provocar diversos efeitos secundários que podem aumentar os danos e as consequências nas áreas urbanas. Os incêndios são um desses efeitos secundários e podem causar mais danos que o próprio sismo [1]. Existem vários exemplos de incêndios que ocorreram após um sismo que causaram danos severos em áreas urbanas, mas dois dos casos mais ilustrativos dizem respeito ao sismo de São Francisco em 1906 e ao sismo de Kanto em 1923. O sismo de São Francisco causou o maior incêndio urbano até então e continua a ser o maior incêndio da história dos EUA, apenas ultrapassado pelo sismo de Kanto em 1923 [2], [3]. O sismo de São Francisco e os incêndios que se seguiram destruíram mais de 28000 edifícios e causaram 3000 vítimas mortais. Algumas estimativas indicam que 80%-85% dos danos foram causados pelos incêndios e não pelo sismo [4]–[6]. O sismo de Kanto causou 277 ignições e houve propagação em 133 delas [2], [7], [8]. Tóquio ardeu durante quase 40 horas e cerca de 40% da cidade ficou destruída. A destruição foi ainda maior em Yokohama, onde 90% da cidade foi destruída pelo sismo e pelos incêndios [7]. O sismo de Kanto causou 140000 vítimas mortais, das quais 91000 foram mortas pelo fogo [9]–[11]. Um caso mais recente refere-se ao sismo de 1 de janeiro de 2024 na Península de Noto, no Japão. Dados preliminares indicam que cerca de 45700 famílias ficaram sem eletricidade na província de Ishikawa. Nessa mesma província, na cidade de Wajima, deflagrou um grande incêndio que resultou na destruição de mais de 100 lojas e habitações [12]. Estes exemplos mostram o enorme impacto que os incêndios que ocorrem após um sismo podem ter no ambiente urbano. Estudos numéricos que investigaram a resistência ao fogo após um sismo em estruturas de betão armado mostraram que as estruturas com danos têm uma menor resistência ao fogo quando comparadas com estruturas sem dano [13]–[17]. Em alguns estudos foi observado que a diferença entre o tempo até ao colapso de estruturas com e sem danos pode ser superior a duas horas [18]–[20]. A redução da resistência ao fogo das estruturas de betão armado pode estar associada a uma degradação da rigidez, ao aquecimento das armaduras devido à remoção do recobrimento e aos deslocamentos laterais residuais [13], [15], [16], [21]. Vários estudos relativos à avaliação da resistência ao fogo após um sismo em estruturas de betão armado utilizam a curva ISO 834, mas existem outros tipos de curvas que também podem ser utilizadas, como por exemplo, a curva de incêndio iBMB [22]. Foram desenvolvidas análises numéricas em pórticos de três vãos e três pisos para comparar estas duas curvas. Observou-se que a resistência ao fogo após um sismo de uma estrutura sujeita à curva ISO 834 foi de cerca de 120 min, enquanto a resistência ao fogo após um sismo dessa estrutura sujeita à curva de incêndio iBMB foi de cerca de 80 min. Este estudo mostrou que a utilização de diferentes curvas de incêndio pode conduzir a resultados significativamente diferentes, em que a utilização de uma curva em que a temperatura aumenta continuamente ao longo do tempo (ISO 834) não significa necessariamente que conduzirá a uma menor resistência ao fogo quando comparada com uma curva de incêndio com uma fase de arrefecimento (curva de incêndio iBMB) [22].

Os principais objetivos do presente trabalho dizem respeito à identificação do impacto que o tipo de dano e o tipo de incêndio podem ter na resistência ao fogo de estruturas de betão armado. Consequentemente, os resultados obtidos permitem uma melhor compreensão do impacto do fogo após um sismo em estruturas de betão armado.

## 2. RESISTENCIA AO FOGO APÓS UM SISMO

### 2.1. Propriedades e características dos pórticos

Para estudar a resistência ao fogo após um sismo em pórticos de três vãos e dois pisos foram desenvolvidas várias análises numéricas usando o programa SAFIR [23]–[25]. Estas análises numéricas são representativas do parque edificado português e foram desenvolvidas tendo em conta os parâmetros apresentados na Tabela 1 [26]. A variável

$H_1$  corresponde à altura do primeiro piso,  $H_2$  corresponde à altura do segundo piso,  $L_{\text{viga}}$  é o comprimento das vigas,  $f_{\text{cm}}$  é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão,  $G$  é o peso próprio,  $P_1$  é a percentagem de armadura longitudinal,  $f_{yk}$  é o valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado e  $r$  é o recobrimento dos pilares e das vigas. Na Tabela 1 é indicada a média, o coeficiente de variação (CV) e os limites de truncatura (A e B) que permitiram definir as distribuições das propriedades necessárias para o dimensionamento dos pórticos. O dimensionamento foi baseado na regulamentação portuguesa para estruturas de betão armado e não existiu qualquer dimensionamento sísmico [27]–[29]. As restantes propriedades do betão e do aço são apresentadas respetivamente na Tabela 2 e Tabela 3, e são constantes em todos os pórticos desenvolvidos. O dimensionamento de cada pórtico começa com uma seleção aleatória (não correlacionada) de um valor de cada variável presente na Tabela 1. No caso do  $f_{yk}$  e do recobrimento, os valores apresentam igual probabilidade de serem selecionados. Com base neste procedimento foram desenvolvidos 100 pórticos. Na Fig. 1 está representado um esquema dos pórticos 2D com três vãos e dois pisos que foram desenvolvidos. O dano e o incêndio foram considerados apenas no piso inferior. O dano é considerado nas extremidades dos pilares e das vigas com um comprimento igual à dimensão da respetiva secção. Na Fig. 2 está representado um esquema dos tipos de danos que foram considerados na definição das secções. Existem três situações de dano utilizadas nas análises, dano D0/D1 (secções intactas ou com pequenas fissuras), dano D2 (redução de 50% do recobrimento) e dano D3 (total remoção do recobrimento). O dano nos pilares é considerado nas quatro faces da secção, e nas vigas é considerado nas faces laterais e inferior, foi assumido que o sismo não causa dano na parte superior e que não há destacamento do betão nessa zona.

Tabela 1 – Parâmetros das distribuições para as diferentes propriedades dos pórticos.

Variáveis	Média	CV (%)	A	B	Distribuição
$H_1$	3.2	10	2.5	5	Lognormal
$H_2$	2.8	6	2.5	4	Normal
$L_{\text{viga}}$	4.4	16	2.5	6.5	Lognormal
$f_{\text{cm}}$ (MPa)	23.8	49	18	36	Gamma
$G$ (kN/m <sup>2</sup> )	8	12.5	6	10	Normal
$P_1$ (%)	1	40	0.3	3.5	Lognormal
$f_{yk}$ (MPa)	235/400/500	-	-	-	-
$c$ (mm)	10/15/20/25	-	-	-	-

Tabela 2 – Propriedades do betão consideradas nas análises numéricas.

Propriedades do betão	
Modelo do betão	Agregados siliciosos
Massa volúmica	2300 kg/m <sup>3</sup>
Teor de água	46 kg/m <sup>3</sup>
Emissividade	0.7
Tensão de rotura à tração	0
Coeficiente de Poisson	0.2

Tabela 3 – Propriedades do aço consideradas nas análises numéricas.

Propriedades do aço	
Módulo de elasticidade	210 GPa
Coeficiente de Poisson	0.3
Emissividade	0.7

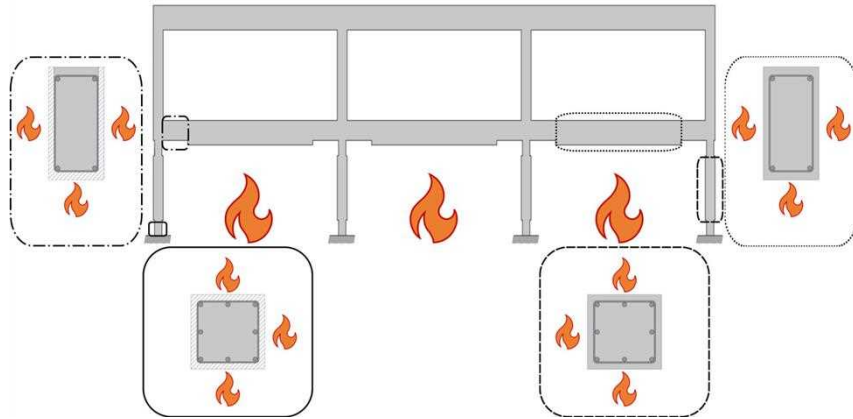


Fig. 1 – Esquema dos pórticos considerados nas análises.

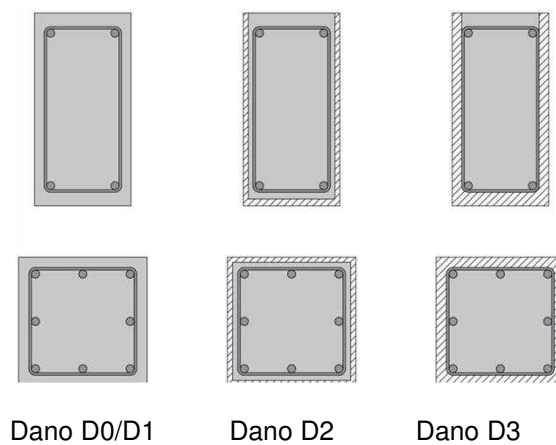


Fig. 2 – Esquema dos tipos de danos considerados nos pórticos.

## 2.2. Curvas de incêndio

Foram consideradas três distintas curvas de incêndio em cada um dos 100 pórticos, nomeadamente a curva de incêndio padrão ISO 834, curvas paramétricas sem medidas ativas de combate a incêndio e curvas paramétricas com medidas ativas de combate a incêndio [30]. Considerou-se, de acordo com a NP EN 1991-1-2, um coeficiente de transferência de calor por convecção igual a  $25 \text{ W/m}^2\text{k}$  quando se usa a curva de incêndio padrão ISO 834 e igual a  $35 \text{ W/m}^2\text{k}$  quando se usam as curvas paramétricas [30]. Após um sismo é razoável esperar um mau funcionamento dos sistemas ativos e passivos de combate a incêndio, bem como atrasos na resposta das equipas de socorro. Estes aspetos podem ser representados pelas curvas paramétricas onde não são consideradas medidas ativas de combate a incêndio. Estas curvas podem ser comparadas com as curvas onde são consideradas medidas ativas de combate a incêndio, que representam um cenário geral, em que o incêndio ocorre em qualquer outro momento. Estas curvas paramétricas correspondem a incêndios que ocorrem em compartimentos de residências com uma forma quadrangular e com duas aberturas nas paredes, uma janela ( $0.4L \times 0.4H$ ) e uma porta ( $0.8 \times 2.0 \text{ m}$ ). A dimensão da janela corresponde a 40% das dimensões do compartimento. Este tipo de configuração de aberturas em paredes de alvenaria é comum no parque edificado considerado [31]. As propriedades dos materiais considerados nos compartimentos estão representadas na Tabela 4. Na Tabela 5 e na Tabela 6 são apresentados os fatores das medidas ativas de combate ao incêndio que são necessários para o desenvolvimento das curvas

paramétricas. Todas as curvas de incêndio consideradas nas análises estão representadas na Fig. 3.

Tabela 4 – Propriedades dos materiais considerados nos compartimentos.

Material	Espessura (cm)	Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )	Condutibilidade térmica (W/mK)	Calor específico (J/kgK)
Betão	20	2300	1.6	1000
Tijolo 1	15	625	0.36	840
Tijolo 2	11	654	0.38	840

Tabela 5 – Fatores das medidas de combate a incêndio (medidas não consideradas).

Supressão automática de incêndios	Sistema automático de extinção com água	1.0
	Redes independentes de fornecimento de água	1.0
Deteção automática de incêndios	Deteção e alarme automáticos de incêndios	1.0
	Transmissão automática de alarme aos bombeiros	1.0
Supressão manual de incêndios	Bombeiros no local	1.0
	Bombeiros fora do local	1.0
	Vias de acesso seguras	1.5
	Dispositivos de combate a incêndios	1.5
	Sistema de exaustão de fumos	1.5

Tabela 6 - Fatores das medidas de combate a incêndio (medidas consideradas).

Supressão automática de incêndios	Sistema automático de extinção com água	0.61
	Redes independentes de fornecimento de água	1.0
Deteção automática de incêndios	Deteção e alarme automáticos de incêndios	0.73
	Transmissão automática de alarme aos bombeiros	1.0
Supressão manual de incêndios	Bombeiros no local	1.0
	Bombeiros fora do local	0.78
	Vias de acesso seguras	1.0
	Dispositivos de combate a incêndios	1.0
	Sistema de exaustão de fumos	1.5

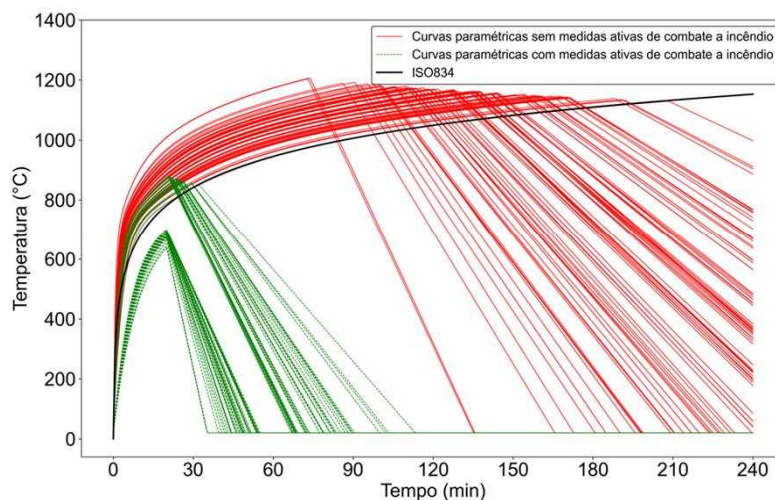


Fig. 3 – Curvas paramétricas consideradas nas análises.

### 2.3. Cenários analisados

Após o dimensionamento dos pórticos, da definição dos diferentes tipos de danos, e das curvas de incêndio é possível desenvolver diferentes cenários que permitem analisar o impacto dos danos e de diferentes tipos de curvas de incêndio na resistência ao fogo após um sismo em pórticos de betão armado. Foram desenvolvidos quatro cenários diferentes relativamente aos danos, e em seguida, para cada um dos quatro cenários foram utilizadas as três curvas de incêndio apresentadas anteriormente (curva de incêndio ISO 834, curvas paramétricas sem medidas ativas de combate a incêndio e curvas paramétricas com medidas ativas de combate a incêndio). O primeiro cenário corresponde a pórticos com dano D0/D1, o segundo cenário corresponde a pórticos com dano D2 e o terceiro cenário corresponde a pórticos com dano D3. Nestes três cenários, tanto o dano com o incêndio estão localizados apenas no piso inferior. No quarto cenário existe uma correspondência entre o drift dos pisos e o tipo de dano presente nesses pisos. Um drift entre 0 e 1.02% corresponde ao dano D0/D1, entre 1.02% e 2.41% corresponde a um dano D2 e superior a 2.41% corresponde a um dano D3. Os valores dos drifts dos pisos de cada pórtico foram obtidos a partir de análises numéricas desenvolvidas no software SeismoStruct [32]. Os pórticos que foram dimensionados foram desenvolvidos no SeismoStruct e os drifts foram obtidos através de uma análise pushover adaptativa baseada em deslocamentos. Nesta análise, o perfil de carga lateral foi inicialmente definido de forma proporcional à forma modal fundamental e é progressivamente adaptado em função da degradação da rigidez acumulada nos diferentes elementos dos pórticos. Os pórticos foram sujeitos a cargas crescentes até que a estrutura perca o equilíbrio ou o corte de base se reduza a 80% do corte de base máximo. Os elementos foram modelados com elementos baseados em forças com 5 pontos de integração nos pilares e nas vigas [33]. O betão foi modelado com a relação constitutiva proposta por Mander *et al.*, e a armadura de aço foi definida com a proposta por Menegotto e Pinto [34], [35]. Na Fig. 4 estão representados os drifts dos pórticos e observa-se que na maioria dos pórticos os drifts correspondem a danos D2 no piso inferior. A percentagem de excedência do tempo até ao colapso dos pórticos desenvolvidos é apresentada na Fig. 5 e a média e o desvio padrão são apresentados na Tabela 7. Os resultados mostram que os pórticos com danos severos (dano D3) têm tempos até ao colapso significativamente mais baixos quando comparados com os pórticos não danificados (dano D0/D1), o que indica o elevado impacto que o dano pode ter no tempo até ao colapso dos pórticos. Dos cenários analisados, o cenário que conduz a tempos mais baixos até ao colapso é quando se considera dano D3 e as curvas paramétricas sem medidas de combate a incêndio. O desvio padrão da resistência ao fogo das estruturas com dano D0/D1 é superior ao desvio padrão da resistência ao fogo das estruturas com dano D2, que é superior ao desvio padrão da resistência ao fogo das estruturas com dano D3. Esta maior variabilidade da resistência ao fogo dos pórticos com dano D0/D1 quando comparado com os pórticos com dano D2 e estes com os pórticos com dano D3 pode estar relacionada com o recobrimento das vigas e dos pilares. É expectável que o colapso dos pórticos com dano D3 ocorra devido à falha nas extremidades das vigas e/ou pilares, onde a armadura de aço está exposta ao fogo. Os pórticos com um dano D0/D1 têm uma maior variabilidade no recobrimento e este aspeto pode explicar a variabilidade nos tempos até ao colapso destes pórticos. Os resultados do quarto cenário, onde existe uma correspondência entre os drifts e os danos, apresentam uma elevada semelhança com os resultados do segundo cenário, onde se considera o dano D2. Este aspeto pode ser explicado pelo elevado número de pórticos em que o drift corresponde ao dano D2, como é possível observar na Fig. 4. Os resultados mostram que a aplicação das curvas de incêndio paramétricas sem medidas ativas de combate a incêndios conduz a uma redução de aproximadamente 10 minutos no tempo até ao colapso dos pórticos quando comparados com os pórticos onde foi aplicada a curva de incêndio ISO 834. Na Tabela 8 é apresentado o número de pórticos que colapsaram e que não colapsaram quando foram utilizadas curvas de incêndio paramétricas com medidas de combate a incêndio. Algumas estruturas colapsaram após o valor máximo de temperatura da respetiva curva paramétrica. Depois de atingida a temperatura máxima da curva paramétrica, ainda se verifica um aumento de

temperaturas nas secções de betão armado, o que pode levar ao colapso das estruturas numa fase de arrefecimento da curva paramétrica. Este tipo de informação é relevante porque a fase de arrefecimento pode corresponder ao rescaldo do incêndio e existe a possibilidade das equipas de salvamento e dos bombeiros se encontrarem no interior da estrutura. É importante ter em conta que as estruturas podem colapsar na fase de arrefecimento.

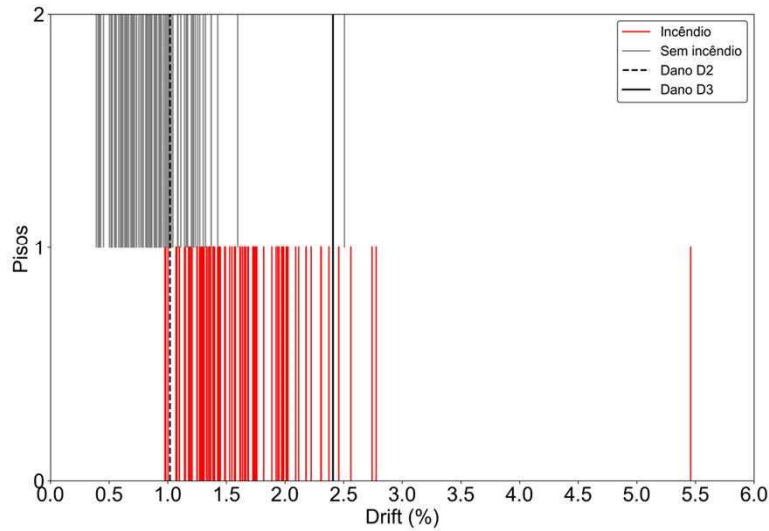


Fig. 4 – Drifts dos pórticos e respetivas localização dos incêndios.

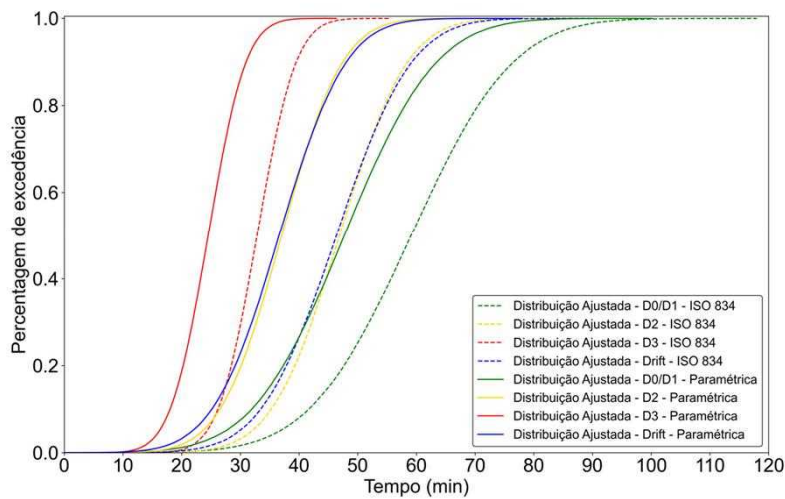


Fig. 5 – Percentagem de excedência do tempo até ao colapso dos pórticos com o uso da curva ISO 834 e das curvas paramétricas sem medidas de combate a incêndios.

Tabela 7 – Média e desvio padrão do tempo até ao colapso dos pórticos.

Modelo	Dano	Incêndio	Média	Desvio Padrão
ISO 834	D0/D1	Primeiro Piso	59.09	13.71
	D2	Primeiro Piso	46.87	9.10
	D3	Primeiro Piso	32.81	5.23
	Drift	Piso de maior drift	46.36	10.07
Curva paramétrica sem medidas de combate	D0/D1	Primeiro Piso	47.75	12.29
	D2	Primeiro Piso	36.99	8.19
	D3	Primeiro Piso	24.51	5.06
	Drift	Piso de maior drift	36.55	8.92

Tabela 8 – Número de pórticos que colapsaram e que não colapsaram quando foram utilizadas as curvas paramétricas com medidas de combate a incêndios.

Modelo	Dano	Incêndio	Sem colapso	Colapso	Colapso (arrefecimento)
Curva paramétrica com medidas de combate	D0/D1	Primeiro Piso	97	3	2
	D2	Primeiro Piso	95	5	4
	D3	Primeiro Piso	73	27	15
	Drift	Piso de maior drift	94	6	0

### 3. CONCLUSÕES

Foram desenvolvidos vários pórticos de betão armado representativos do parque edificado português sem dimensionamento sísmico com o objetivo de avaliar o impacto do dano sísmico e da aplicação de diferentes curvas de incêndio na resistência ao incêndio após um sismo.

Foi observado que as estruturas com um dano severo (dano D3) têm, em média, cerca de metade da resistência ao incêndio quando comparadas com estruturas sem danos ou com danos ligeiros (dano D0/D1). Também foi observado que as curvas paramétricas sem medidas de combate a incêndios levam a uma redução de aproximadamente 10 minutos no tempo até ao colapso quando comparado com a aplicação da curva de incêndio ISO 834. Desta forma, a utilização das curvas paramétricas sem medidas de combate a incêndios é uma abordagem mais conservadora, e possivelmente é uma melhor abordagem num evento sísmico. Com a utilização de curvas paramétricas com medidas de combate a incêndios observou-se que um número significativo de pórticos que não colapsaram. Este aspeto mostra a importância da implementação de medidas de combate a incêndios, nomeadamente, sistema automático de extinção com água, deteção e alarme automáticos de incêndio, e dispositivos de combate a incêndio. Para além disso também é importante que haja vias de acesso seguras. Outra observação obtida nos pórticos onde foram aplicadas as curvas paramétricas com medidas de combate a incêndios diz respeito ao facto de alguns destes pórticos colapsarem depois de atingida a temperatura máxima da respetiva curva paramétrica, o que significa que o colapso ocorre durante a fase de arrefecimento do incêndio. Esta situação é especialmente relevante quando se considera a perspetiva dos bombeiros ou das equipas de salvamento que podem estar a entrar nas estruturas nestas situações.

As principais observações relativas aos danos sísmicos e à aplicação de diferentes curvas de incêndio mostram o impacto significativo que estes aspetos podem ter na resistência das estruturas ao incêndio após um sismo.

#### 4. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) – Aveiro Research Center for Risks and Sustainability in Construction (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/148582/2019. Este trabalho foi também financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) no âmbito do projeto PTDC/ECI-EST/6534/2020 (HybridNET – Hybrid Simulation Integrated Facility for Real-Time, Multi-Hazard and Geographically-Distributed Testing).

#### 5. REFERÊNCIAS

- [1] S. Ni and T. Gernay, “A framework for probabilistic fire loss estimation in concrete building structures,” *Structural Safety*, vol. 88, no. September 2020, p. 102029, 2021, doi: 10.1016/j.strusafe.2020.102029.
- [2] J. M. Eiding, C. Scawthorn, C. Mortgat, B. Heubach, D. Honegger, A. Schiff, A. Tang, N. Basoz, and K. Goettel, “Fire Following Earthquake,” 2004. doi: 10.3801/iafss.fss.1-971.
- [3] C. Scawthorn, T. D. O'Rourke, and F. T. Blackburn, “The 1906 San Francisco earthquake and fire - Enduring lessons for fire protection and water supply,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. S135–S158, 2006, doi: 10.1193/1.2186678.
- [4] M. Lou Zoback, “The 1906 earthquake and a century of progress in understanding earthquakes and their hazards,” *GSA Today*, vol. 16, no. 4–5, pp. 4–11, 2006, doi: 10.1130/GSAT01604.1.
- [5] L. G. Canton, “San Francisco 1906 and 2006: An emergency management perspective,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. 159–182, 2006, doi: 10.1193/1.2181467.
- [6] S. Tobriner, “An EERI reconnaissance report: Damage to San Francisco in the 1906 earthquake - A centennial perspective,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. 11–41, 2006, doi: 10.1193/1.2186693.
- [7] R. Botting and A. Buchanan, “The Impact of Post-Earthquake Fire on the Urban Environment,” 1998.
- [8] R. Botting and A. Buchanan, “Building design for fire after earthquake,” in *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000, pp. 1–8.
- [9] K. Himoto, “Comparative Analysis of Post-Earthquake Fires in Japan from 1995 to 2017,” *Fire Technol*, vol. 55, no. 3, pp. 935–961, 2019, doi: 10.1007/s10694-018-00813-5.
- [10] M. Nyst, T. Nishimura, F. F. Pollitz, and W. Thatcher, “The 1923 Kanto earthquake reevaluated using a newly augmented geodetic data set,” *J Geophys Res Solid Earth*, vol. 111, no. 11, Nov. 2006, doi: 10.1029/2005JB003628.
- [11] S. Mousavi, A. Bagchi, and V. K. R. Kodur, “Review of post-earthquake fire hazard to building structures,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 35, no. 7, pp. 689–698, Jul. 2008, doi: 10.1139/L08-029.
- [12] Helen Regan, Sana Noor Haq, Antoinette Radford, and Elise Hammond, “January 1, 2024 Japan earthquake,” *CNN*, Jan. 02, 2024. .
- [13] B. Behnam and H. Ronagh, “Performance of reinforced concrete structures subjected to Fire following earthquake,” *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 17, no. 4, pp. 270–292, 2013, doi: 10.1080/19648189.2013.783882.
- [14] B. Behnam and H. R. Ronagh, “Post-earthquake fire resistance of CFRP strengthened reinforced concrete structures,” *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, no. March 2013, pp. 814–832, 2011, doi: 10.1002/tal.
- [15] B. Behnam, H. R. Ronagh, and H. Baji, “Methodology for investigating the behavior of reinforced concrete structures subjected to post earthquake fire,”



- Advances in concrete construction*, vol. 1, no. 1, pp. 29–44, 2013, doi: 10.12989/acc.2013.1.1.029.
- [16] H. R. Ronagh and B. Behnam, “Investigating the Effect of Prior Damage on the Post-earthquake Fire Resistance of Reinforced Concrete Portal Frames,” *Int J Concr Struct Mater*, vol. 6, no. 4, pp. 209–220, 2012, doi: 10.1007/s40069-012-0025-9.
- [17] B. Behnam, P. J. Lim, and H. R. Ronagh, “Plastic Hinge Relocation in Reinforced Concrete Frames as a Method of Improving Post-earthquake Fire Resistance,” *Structures*, vol. 2, pp. 21–31, 2015, doi: 10.1016/j.istruc.2014.12.003.
- [18] H. Vitorino, H. Rodrigues, and C. Couto, “Evaluation of post-earthquake fire capacity of a reinforced concrete one bay plane frame under ISO fire exposure,” *Structures*, vol. 23, no. November 2019, pp. 602–611, 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2019.12.009.
- [19] H. Vitorino, H. Rodrigues, and C. Couto, “Evaluation of post-earthquake fire capacity of reinforced concrete elements,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 128, no. May 2019, p. 105900, 2020, doi: 10.1016/j.soildyn.2019.105900.
- [20] H. Vitorino, P. Vila Real, C. Couto, and H. Rodrigues, “Post-Earthquake Fire Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures,” *Structural Engineering International*, no. May, 2022, doi: 10.1080/10168664.2022.2062084.
- [21] B. Behnam and H. R. Ronagh, “A Post-Earthquake Fire Factor to Improve the Fire Resistance of Damaged Ordinary Reinforced Concrete Structures,” 2013.
- [22] B. Behnam and H. Ronagh, “Performance-based vulnerability assessment of multi-story reinforced concrete structures exposed to pre- and post-earthquake fire,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. 6, pp. 853–875, 2014, doi: 10.1080/13632469.2014.914454.
- [23] J. M. Franssen, “2005 SAFIR. A thermal/structural program for modelling structures under fire,” *Engineering Journal*, vol. 42, no. 3, pp. 143–158, 2005, [Online]. Available: [http://orbi.ulg.ac.be/bitstream/2268/2928/1/2005 SAFIR. A thermal-structural program for modelling structures under fire - EJ.pdf](http://orbi.ulg.ac.be/bitstream/2268/2928/1/2005_SAFIR_A_thermal_structural_program_for_modelling_structures_under_fire_-_EJ.pdf).
- [24] J. M. Franssen and T. Gernay, “Modeling structures in fire with SAFIR®: Theoretical background and capabilities,” *Journal of Structural Fire Engineering*, vol. 8, no. 3, pp. 300–323, 2017, doi: 10.1108/JSFE-07-2016-0010.
- [25] D. C. Nwosu, V. R. Kodur, and J. Franssen, *User Manual for SAFIR: A Computer Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions*, no. January. 1999.
- [26] R. Sousa, A. C. Costa, and A. G. Costa, “Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural,” 2019. [Online]. Available: [www.inec.pt](http://www.inec.pt).
- [27] RBA, “Regulamento do betão armado,” *Diário do Governo - I Série - Número 240, Decreto n.º25:948 - 16 de Outubro de 1935*, no. 1935-10–16. Decreto-Lei N.º 4036, Lisboa, Portugal, 1935.
- [28] REBA, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado,” *Diário do Governo - I Série Número 119 - 20 de Maio de 1967*. Decreto Lei N.º 47723, Lisboa, Portugal, 1967.
- [29] REBAP, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado,” *Diário da República - I Série N.º 174 - 30 de Julho de 1983*. Decreto-Lei N.º 349-C/83, Lisboa, Portugal, 1983.
- [30] “NP EN 1991-1-2 2010 Eurocódigo 1 - Ações em estruturas Parte 1-2: Ações gerais Ações em estruturas expostas ao fogo,” p. 64, 2010.
- [31] A. Furtado, C. Costa, A. Arêde, and H. Rodrigues, “Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls,” *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 396–411, Apr. 2016, doi: 10.1080/19648189.2015.1039660.
- [32] Seismosoft, “SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.” Available in: [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com).
- [33] R. Sousa, J. P. Almeida, A. A. Correia, and R. Pinho, “Shake Table Blind Prediction Tests: Contributions for Improved Fiber-based Frame Modelling,”

- Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 9, pp. 1435–1476, Sep. 2020, doi: 10.1080/13632469.2018.1466743.
- [34] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.
- [35] M. Menegotto and P. Pinto, “Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending,” 1973.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM VIADUTO MEXICANO**

**CARLOS BOTELHO**  
Aluno Mestrado  
FEUP

**PEDRO DELGADO**  
Professor Adjunto  
proMetheus-IPVC

**ANTÓNIO ARÊDE**  
Professor Associado  
CONSTRUCT-FEUP

**NÉLSON VILA POUCA**  
Professor Auxiliar  
CONSTRUCT- FEUP

**JOSÉ BARBOSA**  
Responsável  
GEG

### **SUMÁRIO**

Os sismos são fenómenos naturais intrinsecamente complexos, cuja análise é dificultada pela sua imprevisibilidade. Este fator impõe desafios significativos na forma como as estruturas são projetadas e analisadas, como por exemplo na Cidade do México, zona esta de elevada sismicidade. No dia 19 de setembro de 2017 um devastador terremoto de magnitude 7,1 na escala de Richter atingiu a capital mexicana, provocando a destruição de inúmeras estruturas e tirando a vida a centenas de pessoas. Assim, o presente trabalho, visa modelar o comportamento não linear dinâmico de um viaduto mexicano, através do programa *SAP2000* e da aplicação de um sismo real, procurando determinar os efeitos da ação sísmica, avaliar o coeficiente de comportamento e o coeficiente sísmico e, finalmente, comparar estes valores com os adotados em projeto.

### **ABSTRACT**

Earthquakes are inherently complex natural phenomena, and their analysis is hindered by their unpredictability. This factor poses significant challenges in the way structures are designed and analysed, as exemplified in Mexico City, an area characterized by high seismicity. On September 19<sup>th</sup>, 2017, a devastating earthquake with a magnitude of 7.1 on the Richter scale struck the Mexican capital, causing the destruction of numerous structures and claiming the lives of hundreds of people. Therefore, the present work aims to model the dynamic nonlinear behaviour of a Mexican viaduct, by using the *SAP2000* program and applying a real earthquake, seeking to determine the effects of seismic action through a nonlinear dynamic analysis, to evaluate the behaviour coefficient and the seismic coefficient, and, finally, compare these values with those adopted in the design.

**PALAVRAS-CHAVE:** sismo, viaduto, análise dinâmica não linear, coeficiente de comportamento, coeficiente sísmico

## 1. INTRODUÇÃO

As pontes e viadutos têm desempenhado um papel fundamental na conectividade e desenvolvimento das sociedades ao longo da história. A importância destas estruturas está ligada ao dimensionamento adequado e ao conhecimento sísmico, especialmente em regiões propensas a atividades tectónicas. A falta de um projeto estrutural apropriado pode resultar em consequências graves durante um sismo, colocando em risco vidas. O dimensionamento sísmico é essencial para garantir a segurança dessas estruturas. Análises não lineares emergem como uma abordagem avançada para compreender o comportamento real das pontes em eventos sísmicos, identificando pontos críticos de tensão nos pilares. A ductilidade desses elementos é vital para absorver a energia do sismo sem colapso total, permitindo a reparação pós-evento. Preservar obras-de-arte como pontes exige resistência sísmica adequada e capacidade de absorver deformações.

## 2. MODELOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO BETÃO ARMADO

As pontes e viadutos são estruturas particularmente vulneráveis a sismos, sendo importante ter um cuidado especial na existência de projetos sísmicos adequados. Para avaliação do comportamento dinâmico em regime não linear das estruturas é necessário desenvolver modelos que representem, da forma mais rigorosa possível, o comportamento das mesmas, particularmente as de betão armado. O comportamento plástico é definido através da relação momento-rotação ou força-deslocamento, cujo interesse é definir o patamar de deformações plásticas que se encontra entre o ponto de cedência e o ponto de rotura [1]. Para este estudo desenvolveu-se um modelo mais simplificado de um viaduto pela analogia de grelha através de uma série de elementos de barra, criando deste modo um modelo equivalente à estrutura real. Este procedimento teve como objetivo diminuir os tempos de cálculo, facilitando a obtenção de soluções.

A introdução ao modelo de rótula concentrada, comum em análises sísmicas de pontes, torna-se essencial, visto ter sido utilizado o programa *SAP2000* para esta análise. Este modelo baseia-se na caracterização dos elementos de barra com comportamento elástico e inelástico, admitindo que estes últimos são constituídos por uma zona central elástica e duas zonas extremas com características plásticas. Esta metodologia de definição dos comportamentos das rótulas plásticas, foi aplicada apenas aos pilares. Para as barras que representam o tabuleiro considerou-se um comportamento elástico devido aos esforços relativamente baixos. O comportamento do material na zona inelástica é representado segundo leis de um modelo histerético, que para este caso foi do tipo *Takeda* e considerou-se para o comprimento da rótula plástica um valor aproximado associado a uma fração do comprimento da barra (10%).

Implicitamente foi também utilizado o modelo de fibras para estabelecer as relações momento-curvatura que definem as propriedades não lineares associadas às rótulas plásticas. Este tipo de modelos consiste na discretização com elementos finitos da secção transversal em várias fibras (de aço e betão) que se estendem longitudinalmente ao longo do comprimento do elemento. Estes modelos consideram a não linearidade em toda a estrutura.

## 3. CASO DE ESTUDO

Neste ponto é apresentado o caso de estudo que foi utilizado como base para realizar a modelação e análise estrutural. Todas as informações aqui apresentadas são fundamentadas nas memórias de projeto e em dados obtidos juntamente com a equipa responsável pelo projeto [2].

A cidade do México foi fundada na bacia hidrográfica do Lago de Texcoco, na parte central do Vale do México. O crescimento desta cidade acima deste antigo lago, que foi drenado, resultou num subsolo argiloso, com elevadíssimo teor de água (4 partículas de água para 1 partícula de sólido). Este tipo de geologia traz complicações para as construções tanto ao nível de assentamentos como da amplificação das ondas sísmicas que aí passam [3]. Para além disso, o México é um país de elevada sismicidade, uma vez que se localiza numa zona de confluência de 4 grandes placas tectónicas (Figura 1).

A *Autopista Urbana Siervo de la Nación (AUSN)* está localizada na área metropolitana da Cidade do México, no Condado de Ecatepec de Morelos. É constituída por uma sequência de viadutos de betão armado ao longo de aproximadamente 13,5 quilómetros e apresenta 4 vias de tráfego divididas em 2 sentidos (Figura 2).

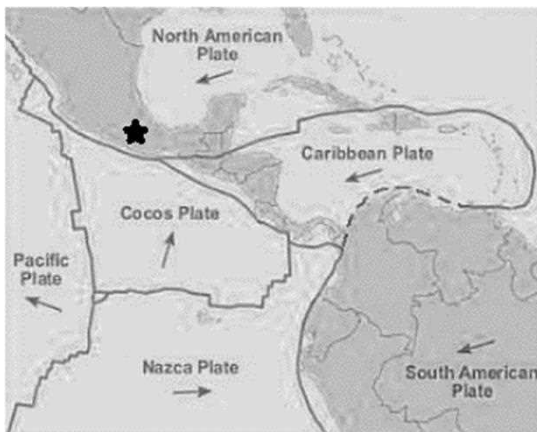


Figura 1 – Placas tectónicas próximas do México (Cidade do México assinalada com uma estrela) [4]



Figura 2 – Localização da AUSN

O solo desta região é composto por espessas camadas de argila compressíveis, intercaladas por camadas de areia com siltes e argilas. Estas camadas apresentam compactações do solo de nível médio a alto, e têm diferentes espessuras. A 20-30 metros de profundidade localiza-se a chamada “capa dura”, siltes ou areias silteosas mais compactadas. Os assentamentos em zonas lacustres têm sido uma preocupação recorrente, uma vez que os edifícios e infraestruturas construídos nestas áreas estão sujeitos a assentamentos diferenciais na ordem dos 15-40 centímetros por ano [4].

No dia 19 de setembro de 2017, um devastador sismo, Sismo de Puebla, de magnitude 7,1 na escala de Richter, abalou a Cidade do México, a cerca de 120 quilómetros de distância do local do epicentro. A sua ocorrência resultou de uma falha na fronteira entre a placa de Cocos e a placa norte-americana. Na altura do sismo, parte do viaduto (aproximadamente 4 quilómetros) já estava completo. Assim, este troço foi testado face ao evento sísmico. A estrutura exibiu um bom comportamento, embora o período de vibração natural predominante tanto para a estrutura como para o solo das fundações estivesse na ordem de 1-2 segundos, banda de período crítico para este evento. Acredita-se que o viaduto esteve sujeito a elevados níveis de aceleração, perto dos valores adotados em projeto. Para seleccionar o acelerograma mais adequado para a análise do comportamento estrutural do viaduto da AUSN consideraram-se 3 aspetos: a localização geográfica da estação, o tipo de solo e o local de implementação da estação sísmica. Tendo em conta em fatores seleccionou-se os acelerogramas registados na *Estación Coyoacán*. A partir dos diferentes acelerogramas construiu-se os correspondentes espetros de resposta sísmica para as diferentes direções, apresentados na Figura 3.

Importa referir que para o projeto em questão foi adotado o espetro de resposta sísmico representado na Figura 4, com uma aceleração espectral máxima igual a 0,675g.

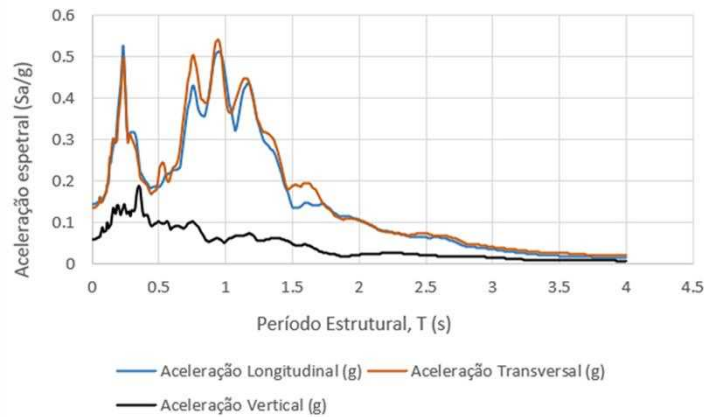


Figura 3 – Espectro de resposta do sismo de Puebla para as diferentes direções

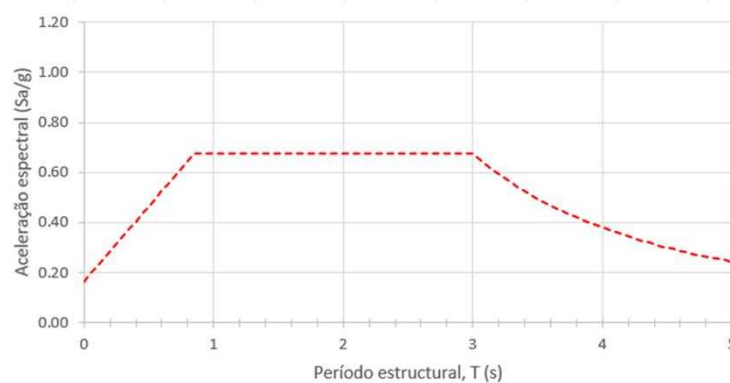


Figura 4 – Espectro de resposta sísmico adotado em projeto (referência) [2]

## 4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO

### 4.1. Pilares

Nesta secção apresenta-se o modelo numérico aplicado ao caso de estudo. Foi utilizado o *SAP2000* para modelar um tramo simplificado. Neste modelo o tabuleiro vai assumir-se sempre com comportamento elástico. Na abordagem da modelação do tabuleiro composto por vigas pré-fabricadas de betão armado utilizou-se uma representação estrutural composta por elementos de barra longitudinais e barras transversais, igualmente espaçadas o que permite modelar a rigidez flexional do tabuleiro nessa direção. A interação entre as longarinas e as barras transversais é estabelecida por meio da criação de conexões apropriadas nos nós de interseção, garantindo a transmissão adequada das cargas e a integridade estrutural do tabuleiro.

Os pilares são monoliticamente ligados ao tabuleiro através da travessa e são modelados por barras contínuas de secção retangular (1,6mx1,2m), com a maior direção no sentido transversal. As dimensões da secção transversal serão necessárias para a definição das propriedades não lineares das rótulas plásticas. O pilar é constituído por betão de classe 35/40 e o valor característico da tensão de cedência do aço à tração ( $f_{yk}$ ) é de 420 MPa. Os estribos são espaçados de 10 cm ao longo de 2 m junto às extremidades dos pilares e espaçados de 25 cm em zonas interiores. Utilizou-se o software *IDEA StatiCa* para definir a curva de comportamento da secção de betão armado, sendo que os dados desta curva sofreram alguns ajustes para serem inseridos no *SAP2000*. Na modelação de cada rótula plástica, para simular o comportamento não

linear do elemento num determinado grau de liberdade, serão definidas duas curvas, uma para a direção longitudinal e outra para a direção transversal do viaduto (Figura 5).

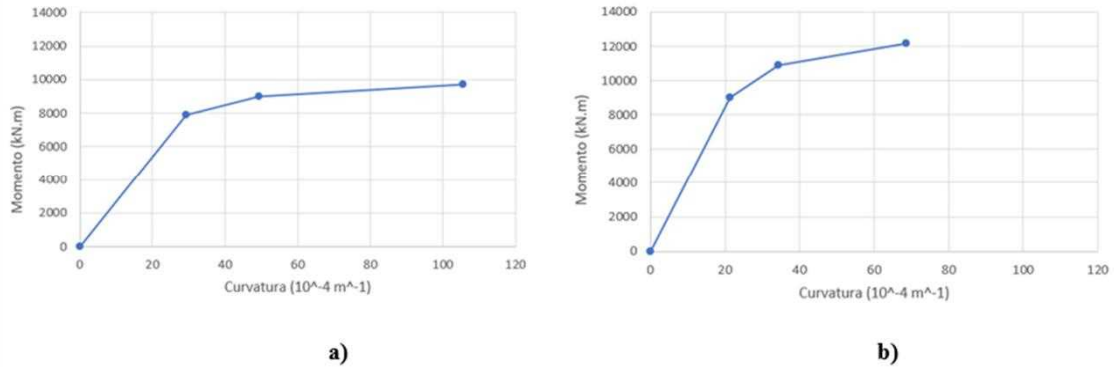


Figura 5 – Relação momento-curvatura da secção do pilar do viaduto, obtida no *IDEA StatiCa*: a) direção longitudinal; b) direção transversal

A partir dos dados obtidos no *IDEA StatiCa*, foi necessário fazer um processo de ajuste das curvas de comportamento das rótulas plásticas para atender aos requisitos do *SAP2000*. Na Figura 5 a descrição desse comportamento é feita por 4 pontos: origem, cedência das armaduras, esmagamento do betão na zona comprimida e finalmente a rotura. No entanto, o *SAP2000* requer uma descrição desse comportamento em termos de 5 pontos específicos. Primeiro ponto será a origem, depois a definição de um ponto de rigidez inicial, que é crucial para o início da não linearidade da análise. Este ponto foi definido próximo da origem, de forma que a rigidez adotada na pós fissuração não seja muito diferente da rigidez até à cedência definida inicialmente. Segue-se o ponto que marca o início do esmagamento do betão na zona comprimida. Como este ponto não é de interesse para a análise, foi definido um ponto intermediário entre o início da cedência das armaduras e o esmagamento do betão. O método utilizado para definir este novo ponto está ilustrado na Figura 6, pelo ponto de interseção entre as linhas. Além destes ajustes foi necessário definir no *SAP2000* o ponto de resistência máxima e um ponto adicional com igual resistência, mas maior curvatura. Nas Figuras 7 e 8 são apresentadas as curvas finais introduzidas no *SAP2000* que simulam o comportamento não linear das rótulas plásticas nas direções longitudinal e transversal, respetivamente.

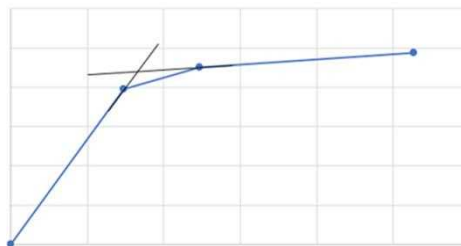


Figura 6 – Método de obtenção de um ponto teórico correspondente à cedência da secção, para a curva momento-curvatura



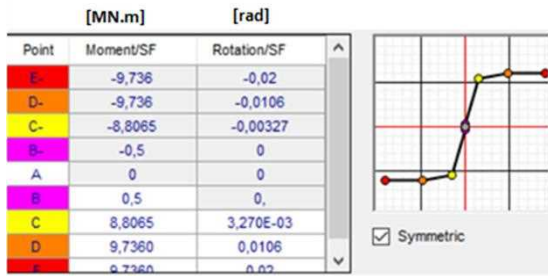


Figura 7 - Curva de comportamento da rótula plástica para a direção longitudinal

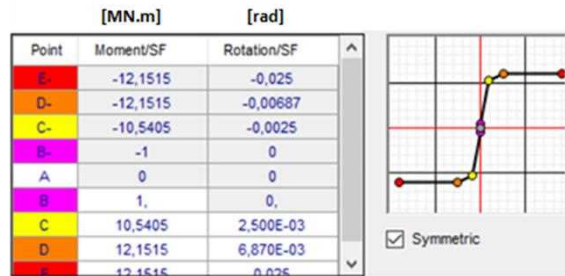


Figura 8 - Curva de comportamento da rótula plástica para a direção transversal

## 4.2. Fundações

Embora a componente geotécnica não fosse o foco deste trabalho, foi necessário abordar sumariamente a influência do solo na análise estrutural. Assim, e tendo em vista o objetivo pretendido para este trabalho, foi mais viável simplificar o modelo. A forma mais simples de considerar a flexibilidade da fundação no modelo numérico seria através da colocação de uma mola com rigidez translacional e rotacional, caracterizada por curvas p-y, na base dos pilares, que traduzisse a capacidade de plastificação do solo e simulasse todo o conjunto da fundação. No entanto, é importante ressaltar que esta abordagem apresenta limitações e não captura todas as nuances do comportamento real da fundação. Do ponto de vista computacional, a interação solo-estrutura é simulada em *SAP2000* através de *links* do tipo *multi-linear plastic*, com uma lei de comportamento não linear do tipo *Pivot*. Para obter as curvas de comportamento das diferentes molas equivalentes recorreu-se ao modelo de cálculo utilizado em projeto, no *Robot Structural Analysis*, fornecido pelo GEG. Aplicaram-se deslocamentos e rotações crescentes, ao nível do maciço. Após o registo das forças correspondentes a cada incremento de deslocamento definiu-se uma curva para cada direção através de uma lei trilinear, como apresentado na Figura 9 a 14.

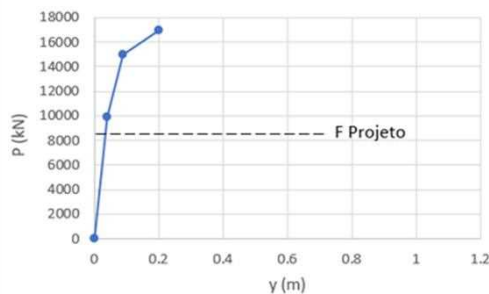


Figura 9 – Curva p-y na direção axial

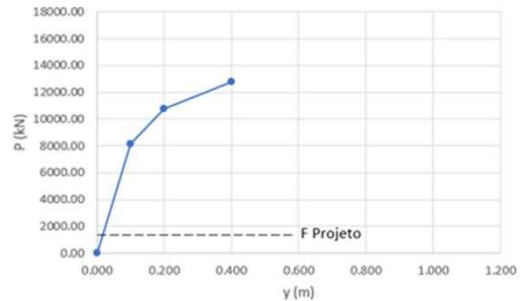


Figura 10 – Curva p-y na direção longitudinal

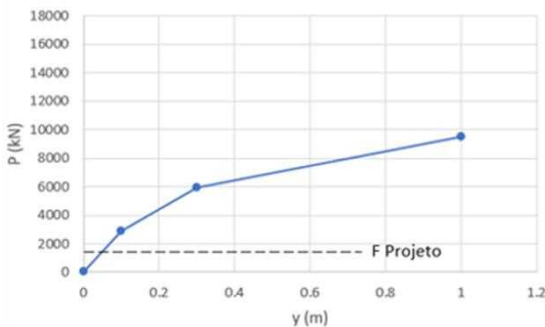


Figura 11 – Curva p-y na direção transversal

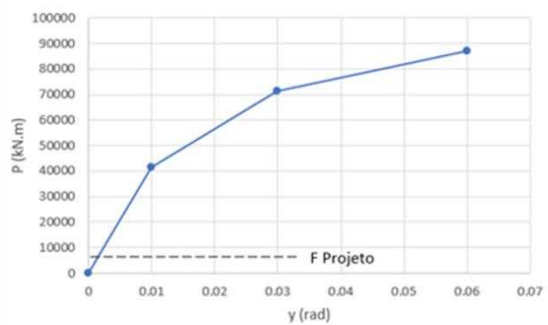


Figura 12 – Curva p-y para rotações ao longo da direção longitudinal

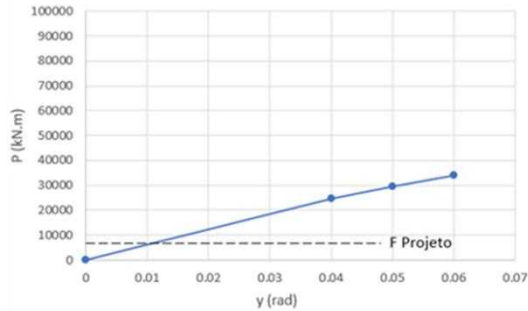


Figura 13 - Curva p-y para rotações ao longo da direção transversal

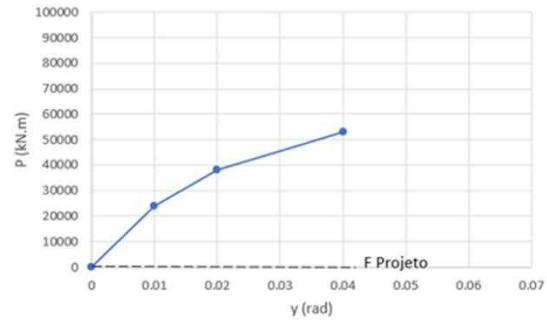


Figura 14 - Curva p-y para movimentos de torsão

De forma a validar estas curvas importa comparar os resultados obtidos nas curvas p-y com os valores de forças definidos em projeto (assinalados a tracejado nos gráficos anteriores), de forma a perceber que registo de comportamento do solo é expectável. É possível concluir que dificilmente serão mobilizadas rotações ao nível das estacas do maciço. Os momentos de plastificação das molas para as rotações nas direções longitudinal e transversal são muito superiores aos valores de momentos definidos em projeto. Ao nível de movimentos de torsão a mola é extremamente rígida. Portanto, optou-se por definir estas direções com uma rigidez apenas, a rigidez efetiva, correspondente ao primeiro troço, que de qualquer forma não se espera que seja muito mobilizada. Relativamente às direções mobilizadas pelas forças de corte também se verifica que os valores definidos em projeto são consideravelmente inferiores às forças de plastificação do solo, pelo que se espera que as forças envolvidas sejam sempre coincidentes com forças pertencentes ao regime linear do solo. Conclui-se, portanto, que a influência da não linearidade do solo não será significativa, de um modo geral. Deste modo pode-se definir os *links* que replicam o comportamento do solo. Estes são inseridos como pontos de apoio não fixos na base dos pilares, com uma lei de comportamento associada que reproduza a rigidez da fundação. Para a sua definição no *SAP2000* os *inputs* necessários são a rigidez efetiva associada ao tramo de regime elástico, os pontos correspondentes às curvas p-y, neste caso apenas para as direções axial, longitudinal e transversal e por fim o tipo de modelo histerético associado ao comportamento não linear e os respetivos parâmetros.

### 4.3. Modelos de Comportamento Não Linear

Para definir o comportamento histerético adotado para as rótulas plásticas dos pilares de betão armado utilizou-se um modelo do tipo *Takeda*. Para os links representativos das fundações utilizou-se um modelo do tipo *Pivot*. Este último modelo rege-se por determinadas regras de carga e descarga que dependem de um conjunto de parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\eta$ . A influência destes parâmetros já foi estudada por Coelho, C. [5], pelo que ir-se-ão utilizar os parâmetros aí adotados. O parâmetro  $\alpha$  é considerado, em todas as situações, igual a 200, como descrito por Sivaselvan e *Reinhorn* [6]. Para parâmetros  $\alpha$  superiores a 200 não existe deterioração de rigidez, sendo a rigidez de descarga igual à rigidez considerada durante a carga. Para o parâmetro  $\beta$ , segundo os autores *W. Cofer* e *S. Modak* [7], que estudaram as curvas de histerese em solos siltosos, o valor característico desse tipo de solos está na ordem dos 15%, ou seja, 0,15. Por fim, para o parâmetro  $\eta$ , considera-se que não existe degradação da força, ou seja, que a força de um ciclo  $n$  pode sempre atingir a força atingida no ciclo  $n-1$  e ainda aumentar para deformação crescente. Assim sendo, durante o estudo  $\eta$  adotará um valor de 0,001. Os parâmetros assim obtidos são os parâmetros a utilizar na caracterização do elemento *link*.

#### 4.4. Quantificação da Massa da Estrutura e Análise Modal

A massa total a ser considerada para o cálculo sísmico da estrutura engloba o peso próprio e restantes cargas permanentes dos 60 metros de tabuleiro, sendo 30 metros correspondentes ao vão central e os outros 30 correspondentes às metades dos dois vãos adjacentes. Relativamente à sobrecarga rodoviária associada a um veículo-tipo, o regulamento EN 1998-2 indica que a ação da sobrecarga quando combinada com a ação sísmica pode ser desprezada ( $\Psi_{2,1}=0$ ) na eventualidade de se tratar de pontes submetidas a tráfego normal ou destinadas a peões. Inserida a massa na estrutura, executa-se uma análise modal. Esta análise é utilizada para determinar os modos de vibração naturais da estrutura, os quais permitem entender o seu comportamento. A Tabela 1 apresenta os resultados relativos à análise modal. De acordo com os dados obtidos no *SAP2000* é possível concluir que o 1º modo é predominante na direção longitudinal devido à sua elevada percentagem de massa efetiva na direção Y. Deste modo, o comportamento longitudinal da estrutura perante o sismo é caracterizado essencialmente pelo modo 1. Da mesma forma, o 2º modo é predominante na direção transversal devido à sua elevada percentagem de massa efetiva na direção X. Conforme se indicou na Figura 3, referente ao espetro de resposta do sismo de Puebla, para o período 0,89s corresponde uma aceleração espectral à volta de 0,53g enquanto para uma estrutura com período de vibração natural de 0,62s corresponde uma resposta de aceleração espectral de aproximadamente 0,25g. Estes valores estão assinalados na Figura 15.

Tabela 1 – Análise Modal da estrutura

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	UX	UY	UZ
1	0,885	1,130	0	0,9647	0
2	0,617	1,622	0,9628	0	0
3	0,569	1,758	0	0	0

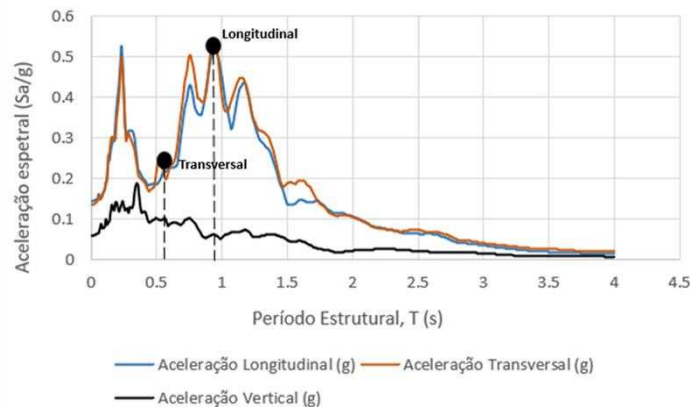


Figura 15 – Espetro de resposta do sismo de Puebla para as diferentes direções, com os devidos períodos de vibração natural do viaduto assinalados

O sismo na direção longitudinal tem um impacto muito maior do que na direção transversal. Embora o próprio espetro do sismo seja parecido, o facto da rigidez ser diferente para ambas as direções, neste caso é superior na direção transversal, faz com que também o período seja diferente.

#### 5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

Para obter os resultados das análises estruturais do viaduto fez-se uma análise individual a cada pilar, para perceber se há variações consideráveis nos esforços de

cada um. A primeira abordagem de um determinado problema deverá sempre passar por uma análise linear, a qual serve de referência e orientação na realização das análises não lineares mais complexas. Para os 4 pilares foram caracterizadas, para uma análise linear e não linear, as envolventes dos esforços máximos. No regime não linear, que tem em consideração os efeitos das não linearidades materiais, esperava-se que os valores pudessem ser inferiores aos da análise linear, pois esta não tem em conta a dissipação de energia dos pilares, o que foi confirmado. Registaram-se valores de esforços quase duas vezes superiores para o regime linear, pelo que numa primeira análise se indicia que o coeficiente de comportamento poderá ser aproximadamente 2. Estes valores estão definidos na Figura 16. Numa análise mais generalizada, a diferença dos coeficientes de comportamento entre a direção transversal e longitudinal indica que na direção transversal a ação é muito menos intensa. Não se espera, portanto, comportamento não linear nesta direção. Já na direção longitudinal os coeficientes são mais elevados, na ordem de 1,7, o que indica que a estrutura tem uma resposta não linear, o que contribui para dissipação da energia sísmica. Como já havia sido verificado nos espectros de resposta sísmica apresentados na Figura 15, para o período natural de vibração da estrutura na direção transversal esperam-se valores de aceleração bastante inferiores aos da direção longitudinal. Assim é explicada a inexistência de incursões não lineares nessa direção.

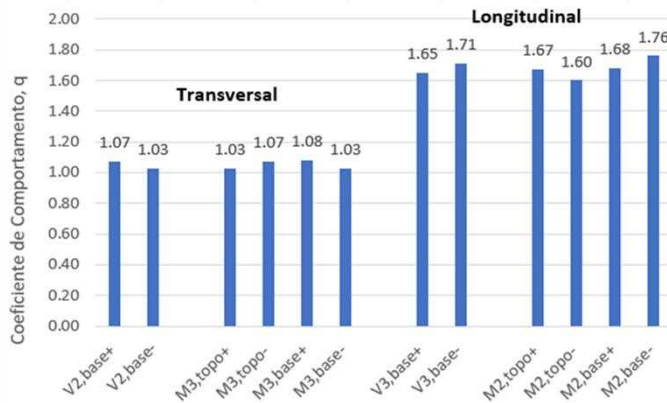


Figura 16 – Coeficiente de comportamento para os vários esforços

Posteriormente, foram analisados os gráficos referentes à evolução temporal dos esforços e deslocamentos num pilar, para os dois regimes: linear e não linear. Nas Figuras 17 e 18 são exemplificados dois desses gráficos referentes aos deslocamentos no topo de um pilar, para um regime não linear.

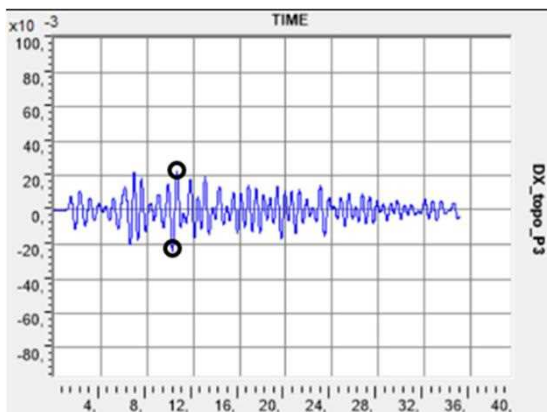


Figura 17 - Evolução temporal do deslocamento [m] transversal no topo do pilar

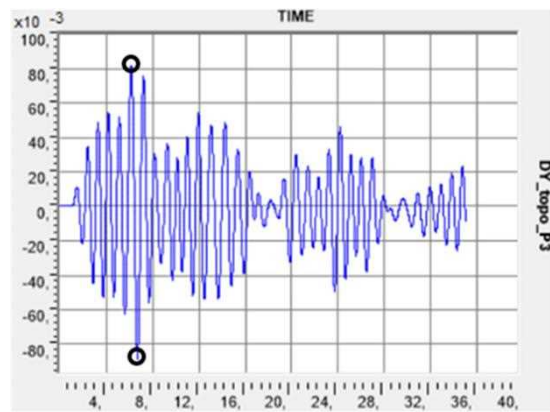


Figura 18 - Evolução temporal do deslocamento [m] longitudinal no topo do pilar

Finalmente, apresentam-se as curvas que relacionam o corte basal e os deslocamentos no topo do pilar, ao longo do tempo, assim como as curvas que relacionam os momentos fletores com as rotações plásticas ao nível das rótulas plásticas. Na Figura 19 apresenta-se uma curva referente à resposta do viaduto ao sismo na direção transversal.

Foi realizada a mesma análise para a direção longitudinal cujos resultados estão ilustrados nas Figuras 20 a 22. Os gráficos dos dois regimes foram sobrepostos: regime não linear e regime linear.

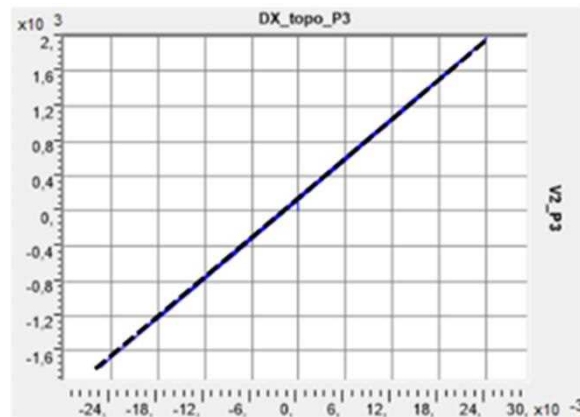


Figura 19 - Representação gráfica para a direção transversal, regime linear (linha tracejado), regime não linear (linha cheio): Corte basal vs deslocamento no topo do pilar

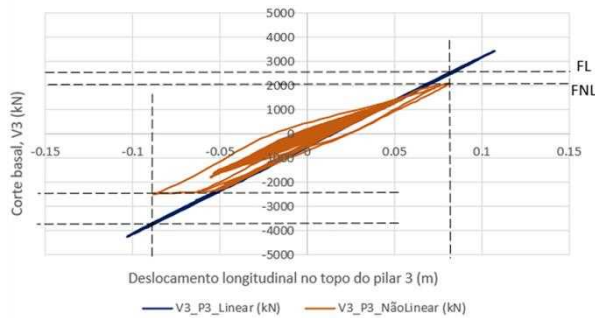


Figura 20 - representação gráfica das forças a utilizar para determinar o coeficiente de comportamento: Corte basal vs deslocamento no topo do pilar

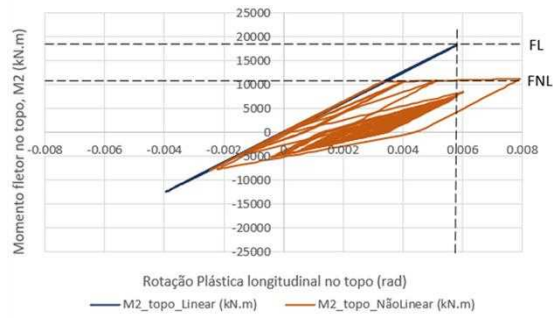


Figura 21 - representação gráfica das forças a utilizar para determinar o coeficiente de comportamento: Momento fletor,  $M_2$  vs rotação plástica na rótula plástica no topo do pilar

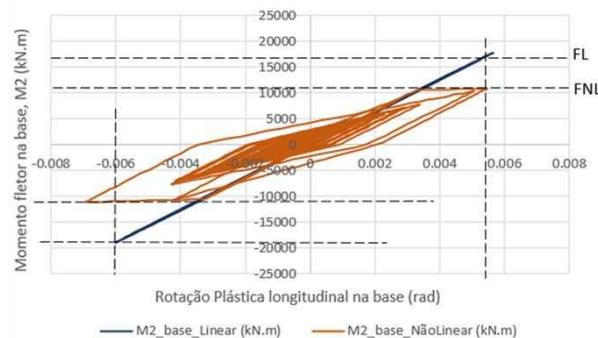


Figura 22 - representação gráfica das forças a utilizar para determinar o coeficiente de comportamento: Momento fletor,  $M_2$  vs rotação plástica na rótula plástica na base do pilar

Com base nesta análise gráfica para a direção longitudinal já foi possível verificar a presença de incursões não lineares e ciclos histeréticos em ambas as curvas, o que indica que as rótulas plásticas estão a exibir um comportamento não linear sob carregamentos significativos. Nesta direção a estrutura apresenta deformação plástica e dissipação de energia face a este sismo.

Concluindo, o coeficiente de comportamento real obtido através da análise dinâmica não linear ( $q=1,7$ ) é bastante inferior ao coeficiente de comportamento adotado em projeto ( $q=3$ ). Pode-se afirmar que a estrutura tem uma sobrerresistência relativamente ao previsto em projeto.

Para uma melhor análise da estrutura e comparação com o projeto do viaduto calculou-se a resultante dos esforços na base dos pilares, na direção da ação sísmica. Com base neste cálculo sísmico compara-se a força de corte na base dividida pelo peso total da estrutura. Este valor permite definir uma intensidade média da ação sísmica, designada por coeficiente sísmico. Este coeficiente será utilizado como uma medida global da intensidade do sismo e da capacidade da estrutura de resistir a essa ação dinâmica. Para tal calcula-se separadamente para cada direção, pois as respostas sísmicas podem variar consoante a direção. A Tabela 2 ilustra os resultados referentes ao cálculo dos coeficientes sísmicos para a direção longitudinal e transversal para os diferentes regimes.

Tabela 2 – Coeficiente Sísmico

	Longitudinal ( $T=0,89s$ )	Transversal ( $T=0,62s$ )
Regime Linear	0,54	0,25
Regime Não Linear	0,31	0,23

Os resultados obtidos estão de acordo com o espectro de resposta do sismo. Analisando, mais uma vez, a Figura 15 para  $T=0,89s$  obteve-se um valor 0,54, que corresponde a este coeficiente sísmico, igual ao do espectro. Enquanto para  $T=0,62s$  obteve-se um valor de 0,25, que traduz que a aceleração mobilizada foi 0,25 vezes a aceleração da gravidade, precisamente o que está no espectro. Para a análise não linear as forças sísmicas foram mais baixas como seria de esperar, e o coeficiente sísmico consequentemente menor.

O quociente entre o coeficiente sísmico para a análise linear e o coeficiente sísmico da análise não linear é traduzido pelo coeficiente de comportamento “real” global para cada direção e está expresso na Tabela 3.

Tabela 3 – Coeficiente de comportamento,  $q$ 

	Longitudinal	Transversal
$q$	1,74	1,09

Mais uma vez, uma medida da ação sísmica apresenta-se inferior ao valor para o qual foi dimensionado em projeto, o que indicia que o viaduto está sobredimensionado.

## 6. CONCLUSÃO

De facto, deve ser evidenciado que o sismo de Puebla não é o sismo de projeto (nem forçosamente equivalente), sendo neste caso até de magnitude inferior. Para o caso, o viaduto, estando ainda em processo de construção não apresentou danos significativos, nem foi necessário qualquer tipo de reconstrução.

As análises sísmicas revelaram que em situações de carregamentos dinâmicos, a não linearidade desempenha um papel crucial na resposta estrutural, afetando

significativamente o comportamento e a segurança da obra. Os resultados obtidos ao incorporar a não linearidade permitiram capturar de forma mais realista os efeitos de deformação, esforços e dissipação de energia.

Na análise dos resultados dos esforços aplicados às fundações concluiu-se que estes não excedem o limite elástico, não ativando o comportamento não linear, pelo que os esforços nas fundações não tiveram influência significativa na análise. Quando submetidos a ações sísmicas, o comportamento dos pilares é geralmente controlado pela sua capacidade de dissipação de energia nas rótulas plásticas e verificou-se que nas zonas onde os limites elásticos são excedidos a resposta estrutural se processa em regime não linear, considerando os ciclos histeréticos referentes ao tipo *Takeda*, pelo qual o modelo é baseado. Neste caso, os limites elásticos só foram excedidos para a ação sísmica na direção longitudinal do viaduto. A particularidade do espetro de resposta do sismo de Puebla indicou que a ação sísmica foi mais forte para esta direção ativando o comportamento não linear das rótulas plásticas. Por consequência, na direção transversal, o viaduto não está sujeito a acelerações tão fortes e logo forças de inércia capazes de mobilizar a resistência dos pilares para lá do regime linear elástico. A discrepância de valores de coeficiente de comportamento calculada para a utilizada em projeto pode ser justificada por vários fatores, como por exemplo: arredondamentos e aproximações nos cálculos para facilitar o dimensionamento e análise da estrutura, variação nas propriedades dos materiais ou ainda a aplicação de coeficientes de segurança que aumentem a força resistente para o qual o viaduto é dimensionado. Estas incertezas inerentes ao projeto resultam numa capacidade de carga estimada superior à realidade, deste modo o coeficiente de comportamento “real” passa a ser diferente, neste caso inferior ao quantificado em projeto.

## 7. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também desenvolvido no âmbito do projeto proMetheus – Unidade de Investigação em Materiais, Energia e Ambiente para a Sustentabilidade, Ref. FCT UID/05975/2020, financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] Santos, C. (2019), Análise estrutural e análise do custo de ciclo de vida de um viaduto na Cidade do México. Master Thesis. Universidade do Minho
- [2] GEG (2015), GCA4-EST\_V2-PE-MD-01-R01 – *Memória de Cálculo de Estructuras*
- [3] Leite Ferreira, M. (2017), Porque é que há tantos sismos (e tão fortes) no México?, Observador
- [4] GEG (2023), “*Autopista Urbana Siervo de la Nación*” – conceção de viadutos na Cidade do México em zonas lacustres e de elevada atividade sísmica. Construção Magazine nº113
- [5] Coelho, C. (2016) Análise Sísmica de viadutos com interação solo-estrutura. *Master Thesis. Faculty of Engineering – University of Porto*
- [6] Sivaselvan, M.; Reinhorn, A. – *Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic Structures*
- [7] Coffey, W.F.; Modak, S. – *Determination of Rheological Parameters of Pile Foundation for Bridges for Earthquake Analysis*

## **AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DA IGREJA DE SÃO PAULO NA RIBEIRA QUENTE, AÇORES**

**ALBINO SILVA**  
Engenheiro Civil  
Universidade de Coimbra

**TIAGO M. FERREIRA**  
Professor Auxiliar  
UWE Bristol

**NUNO MENDES**  
Investigador Auxiliar  
Universidade do Minho

### **SUMÁRIO**

O presente artigo centra-se na avaliação da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo, um edifício histórico de grande importância na comunidade de Ribeira Quente, na ilha de São Miguel, Açores. Este estudo foi motivado pela falta de conhecimento em relação ao nível de vulnerabilidade sísmica da igreja, uma preocupação constante da comunidade local. Foi efetuada uma campanha experimental no local, incluindo uma inspeção visual, ensaios sónicos, e ensaios de identificação dinâmica. Os resultados dos ensaios foram posteriormente utilizados para a calibração de um modelo numérico desenvolvido com recurso ao programa de análise estrutural DIANA FEA. A avaliação do desempenho sísmico da estrutura foi realizada através de análise estática não linear. Adicionalmente, a estabilidade estrutural foi verificada de acordo com o Eurocódigo 8, permitindo uma compreensão aprofundada da vulnerabilidade sísmica do edifício.

### **ABSTRACT**

This article focuses on the assessment of the seismic vulnerability of the Church of São Paulo, a historic building of great importance for the community of Ribeira Quente in São Miguel Island, Azores. This study was motivated by the lack of knowledge about the church's level of seismic vulnerability, a pressing concern among the local community. An experimental campaign encompassing visual inspection and sonic and dynamic identification tests was conducted, and the results of these tests were subsequently used to calibrate a numerical model built using DIANA FEA software. The evaluation of the seismic response of the building was carried out through a nonlinear static analysis. Furthermore, the structural assessment was verified based on Eurocode 8, allowing an in-depth understanding of the building's seismic vulnerability.

**PALAVRAS-CHAVE:** Igreja de São Paulo, Ribeira Quente, Vulnerabilidade sísmica, Modelação estrutural, Análise não-linear.



## 1. INTRODUÇÃO

Desde a sua colonização, em meados do Séc. XV, que têm sido documentados no Arquipélagos dos Açores vários eventos sísmicos e vulcânicos destrutivos. No dia 22 de setembro de 1522, por exemplo, um sismo atingiu Vila Franca do Campo com intensidade estimada X na escala Macrossísmica Europeia de 1998, tendo ficado conhecido como Subversão de Vila Franca do Campo. Em resultado deste sismo estima-se que tenham morrido entre 3,000 e 5,000 pessoas – a quase totalidade dos habitantes de então –, devido, sobretudo, a um deslizamento de terras que soterrou toda a vila. Posteriormente, o sismo de 1 de janeiro de 1980, com magnitude de 7,2 na escala de Richter, causou danos consideráveis nas ilhas de Terceira, São Jorge e Graciosa, com a demolição de cerca de 70% das casas da ilha da Terceira, incluindo o centro histórico da cidade de Angra do Heroísmo. Mais recentemente, o sismo de 9 de julho de 1998, de magnitude 5,8 na escala de Richter, atingiu as ilhas do Faial, Pico e S. Jorge, dando origem a uma vasta destruição, provocando nove vítimas mortais, mais de uma centena de feridos, e alguns milhares de desalojados.

Muitos outros sismos, com maior ou menor intensidade, têm vindo a atingir o Arquipélago dos Açores. Apenas na freguesia da Ribeira Quente, ilha de São Miguel, há registo de três sismos de elevada intensidade (1932, 1935 e 1952) no século passado, que causaram um nível de destruição considerável. Direta ou indiretamente, estes eventos sísmicos têm moldado o processo evolutivo da freguesia da Ribeira Quente, seja através de alterações na sua orografia – a Ribeira Quente deve a sua atual orografia à erupção vulcânica de 1630 –, seja pelo seu impacto na demografia e na evolução dos processos construtivos. Construída na zona do Castelo, uma área de aterro resultante de uma derrocada, a atual Igreja de São Paulo, caso de estudo deste trabalho, é um excelente exemplo da forma como estes processos naturais têm vindo a moldar a imagem da freguesia e dos seus edifícios.

O principal objetivo deste estudo centrou-se na avaliação da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo, localizada na freguesia da Ribeira Quente. Para o efeito, construiu-se um modelo estrutural representativo da igreja, com recurso ao programa de análise estrutural DIANA [1], o qual foi posteriormente validado com o recurso a resultados experimentais obtidos através de ensaios sónicos e de identificação dinâmica. O modelo foi posteriormente utilizado para efetuar as análises para avaliar a resposta sísmica da igreja, nomeadamente à capacidade da estrutura, a deformação e o dano. Por fim, na verificação da estabilidade, analisou-se o desempenho estrutural para os diferentes estados limites, de acordo com as Partes 1 e 3 do Eurocódigo 8 [2], [3].

## 2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO EDIFÍCIO

A igreja apresenta uma planta retangular e tem a sua fachada principal virada a sul (Figura 1). Em planta, o edifício tem 34,94 m de comprimento e 12,75 m de largura. A altura das paredes dos alçados laterais é de 12,50 m, identificado com a letra “a” na Figura 2. A altura da fachada principal até à base da torre sineira (“b”, na Figura 2) e até ao coroamento da torre (“c”, na Figura 2) é de 15,00 m e 19,15 m, respetivamente. A igreja tem uma altura total de cerca de 24,00 m, identificado com a letra “d” na Figura 2.

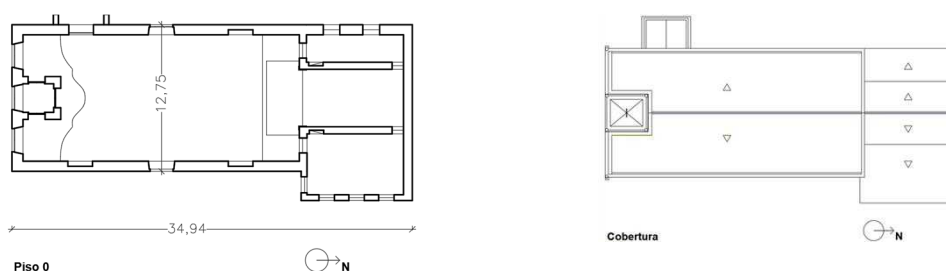


Figura 1. Planta do piso térreo e da cobertura (dimensões em metros).

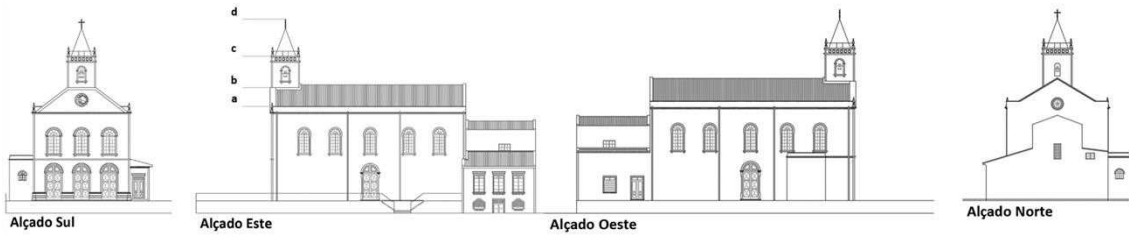


Figura 2. Alçados Sul, Este, Oeste e Norte.

### 3. PREPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO MODELO

A modelação numérica da igreja foi realizada com recurso a um modelo baseado na técnica de macro modelação (Figura 3). Os valores iniciais das propriedades das diferentes alvenarias foram estimados através dos ensaios sónicos e das recomendações bibliográficas [4]. As propriedades mecânicas dos elementos de madeira, betão e aço, foram definidas de acordo com as recomendações indicadas em [5], [6] e [7].

A calibração do modelo numérico foi efetuada relativamente às propriedades dinâmicas estimadas nos ensaios de identificação dinâmica, com recurso ao método proposto por [8], em que as variáveis selecionadas para calibração corresponderam aos módulos de elasticidade das cinco diferentes alvenarias indicadas na Figura 3. A Figura 4 apresenta a comparação entre os modos de vibração experimentais e numéricos. Efetuou-se ainda a comparação quantitativa das configurações modais, com recurso aos valores de MAC [9], cujos resultados se apresentam na Tabela 1.

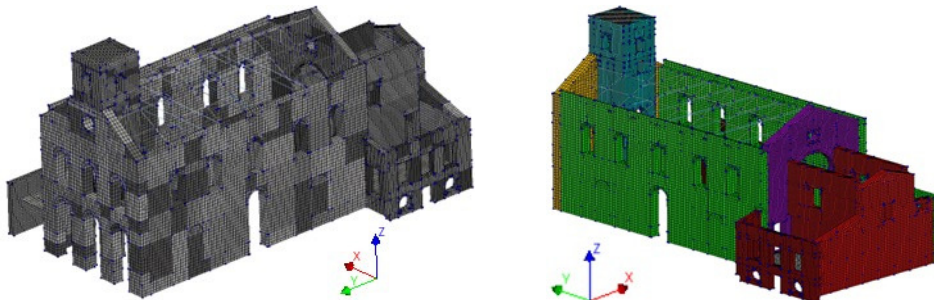


Figura 3. Malha de elementos finitos do modelo numérico com os elementos de alvenaria do edifício com a cor correspondente aos materiais (ver Tabela 3).

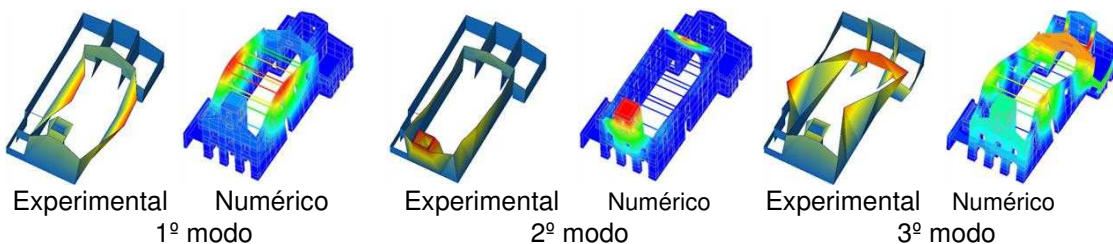


Figura 4. Modos de vibração experimentais e numéricos considerados na calibração.

Tabela 1. Erros das frequências e valores de MAC após a calibração do modelo.

Modo	$f_{exp}$ [Hz]	$f_{num}$ [Hz]	Erro frequência [%]	MAC	MAC considerando apenas a nave
1	2,41	2,41	0%	0,98	-
2	3,13	3,13	0%	0,95	-
3	4,28	4,29	0%	0,58	0,70

Os valores de MAC dos dois primeiros modos (mais relevantes) são muito elevados (Tabela 1). O valor de MAC do modo 3 é reduzido (0,58), quando se consideram todas as componentes modais. No entanto, quando se consideram apenas as componentes modais da nave (parte da estrutura mais relevante para este modo), o valor de MAC sobe para 0,70 (valor considerado aceitável).

As propriedades não lineares da alvenaria foram definidas de acordo com as recomendações apresentadas em [10] (Tabela 2). Para a modelação do comportamento não linear das paredes de alvenaria, utilizou-se um modelo de fendilhação distribuída baseado nas extensões totais com fendas rotativas [1]. A Tabela 2 e a Tabela 3 apresentam, respetivamente, os critérios utilizados na definição das propriedades mecânicas das alvenarias e os valores finais admitidos na análise (após calibração). Os restantes materiais da estrutura foram considerados como tendo um comportamento linear elástico (verificado após executar as análises).

Tabela 2. Propriedades mecânicas para macro modelação da alvenaria [10].

<b>Módulo de Elasticidade</b>	<b><math>E = 500-800 f_c</math></b>	<b>MPa</b>
Coeficiente de <i>Poisson</i>	$\nu = 0,2$	-
Energia de fratura em compressão	$G_c = \frac{32f_{c,M}}{10+f_{c,M}}$	N/mm
Resistência à tração	$f_t = 0,1$	MPa
Resistência à compressão	$f_c = \frac{E}{800} \times 1000$	MPa
Energia de fratura em tensão	$G_f^1 = 0,02$	kN/m

Tabela 3. Propriedades não lineares consideradas para a modelação da alvenaria.

<b>Paredes</b>	<b><math>f_c</math> [MPa]</b>	<b><math>G_c</math> [MN/m]</b>	<b><math>f_t</math> [MPa]</b>	<b><math>G_f^1</math> [kN/m]</b>
Alvenaria 1 - geral	1,83	4,96	0,10	0,02
Alvenaria 2 - Fachada	2,73	6,86	0,10	0,02
Alvenaria 3 – Paredes laterais da nave	5,65	11,56	0,10	0,02
Alvenaria 4 - Torre	7,95	14,18	0,10	0,02
Alvenaria 5 - Parede arco	2,14	5,65	0,10	0,02

## 4. AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO

### 4.1. Resposta sísmica

A resposta sísmica da estrutura foi avaliada através de curvas de capacidade nas direções principais, +X, -X, +Y e -Y (ver Figura 3). Utilizou-se ainda um fator de carga (FC) que representa a aceleração horizontal aplicada na estrutura (forças proporcionais à massa). As respostas sísmicas foram obtidas com recurso à análise não linear estática até atingir a capacidade máxima de carga. A Figura 5 apresenta as curvas de capacidade associadas a pontos de controlo nas quatro direções mencionadas. Na direção X, os pontos de controlo correspondem os pontos localizados no topo das paredes este e oeste. Na direção Y, os pontos de controlo estão localizados no topo da torre e no topo da parede do arco.

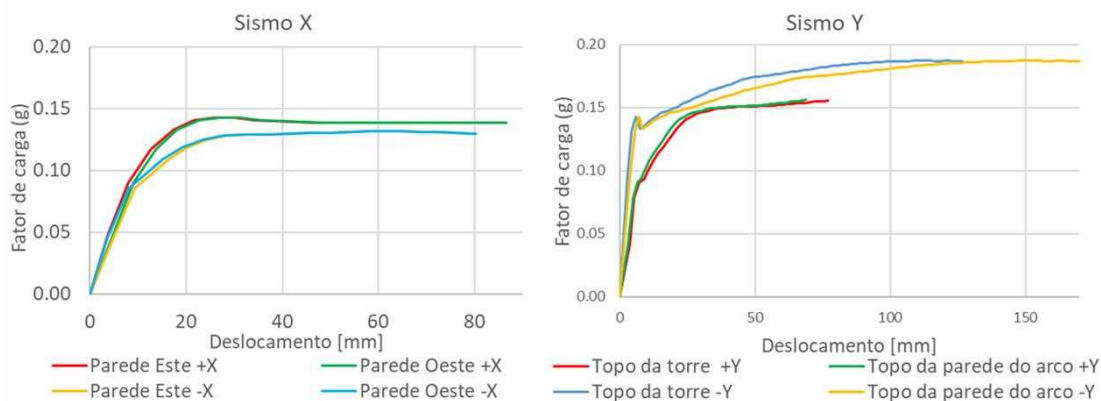


Figura 5. Curva de capacidade nas direções X e em Y.

Na direção X, a deformação é sensivelmente igual em ambas as paredes longitudinais da nave. Os resultados permitem verificar que os deslocamentos mais elevados ocorrem no topo das paredes este e oeste para fora do seu plano, sendo esta deformação semelhante em forma ao primeiro modo de vibração nesta direção (Figura 6 (a) e (b)). Ambas as curvas de capacidade da estrutura apresentam um desenvolvimento semelhante, sendo que a estrutura apresenta resposta linear até aproximadamente 0,09 g e deslocamento de 9 mm. A aceleração horizontal máxima é aproximadamente igual a 0,14 g (deslocamento igual 31 mm).

Na direção Y, observa-se que os deslocamentos mais elevados ocorrem no topo da torre e na parede do arco, apresentando uma deformação global semelhante ao segundo modo de vibração (Figura 6 (a) e (b)). As curvas de capacidade da estrutura apresentam um desenvolvimento semelhante, observando-se um deslocamento superior na torre. É possível verificar que a estrutura tem uma resposta linear até aproximadamente 0,08 g e deslocamento de aproximadamente 6 mm, em ambos os pontos de controlo. A capacidade máxima é de aproximadamente 0,15 g, sendo que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem na torre, com uma amplitude de cerca de 75 mm.

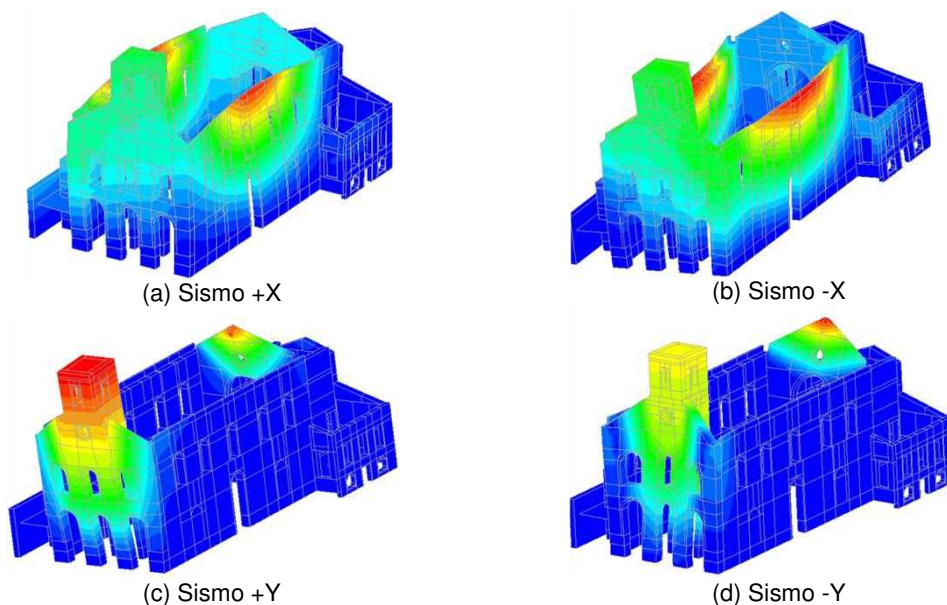


Figura 6. Resultante dos deslocamentos para o Sismo: (a) +X; (b) -X; (c) +Y; (d) -Y.

## 4.2. Verificação da estabilidade

A Igreja de São Paulo corresponde a um edifício histórico de alvenaria, com distribuições de massa e rigidez muito particulares, não se tratando de um edifício corrente, tipicamente classificados nos regulamentos de verificação da estabilidade estrutural. Contudo, de modo a efetuar a verificação da estabilidade, seguiu-se uma abordagem baseada em deslocamentos para a avaliação global da estabilidade, de acordo com a regulamentação [2] e [3].

A estabilidade foi verificada através da capacidade de deslocamento ao nível da cobertura do edifício, e comparando-se com a exigência de deslocamento, definida como o deslocamento-alvo para o respetivo estado limite. O deslocamento-alvo foi determinado de acordo com o Método N2 e transformou-se a estrutura num sistema equivalente de um grau de liberdade, usando coeficientes de transformação obtido diretamente do programa DIANA FEA. Seguidamente, determinou-se a curva idealizada bilinear força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica.

Assumiu-se que o edifício corresponde à classe de importância III, o que exige a verificação dos estados limites de colapso iminente (NC), danos severos (SD) e limitação de danos (DL) [3]. O deslocamento último definido de acordo com [3] é demasiado elevado para este caso de estudo, pelo que se considerou o deslocamento último ( $\Delta u$ ) igual 2/3 da espessura das paredes [11], para avaliar o mecanismo de colapso para fora do plano de paredes. Os deslocamentos últimos para as paredes longitudinais da nave, da fachada principal, e da parede do arco, são apresentados na Tabela 4, bem como as suas capacidades para os três estados limite.

Tabela 4. Deslocamentos últimos e capacidades das paredes para os vários estados limite.

	Espessura (t) [mm]	$\Delta u =$ $2/3 \cdot t$ [mm]	Capacidade (C) [mm]		
			NC	SD	DL
			$C_{NC} = \Delta u$	$C_{SD} = 0,4 \cdot \Delta u$	$C_{DL} = 0,13 \cdot \Delta u$
Paredes longitudinais da nave	880	587	587	235	76
Fachada principal	960	640	640	256	83
Parede do arco	620	413	413	165	54

### 4.2.1. Definição da ação sísmica

Segundo o [2], e para a localização do edifício em estudo, a ação sísmica a considerar corresponde apenas à zona sísmica 2.1 (Açores). De acordo com [12], o edifício em estudo está implantado num solo de depósitos pomíticos. Sendo assim, foi considerado um terreno com um perfil 5 (Açores), o que corresponde a um terreno do tipo C, de acordo com o art.º NA.4.2 a) da [2]. De acordo com a [3], os valores de  $a_{gR}$  devem ser multiplicados pelos coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência, para cada um dos estados limites considerados, por forma a se obter a aceleração máxima de referência para aplicação da [3]. Deste modo, para cada direção, existem três espectros elásticos de acelerações, ou seja, um para cada estado limite. Os coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência estão indicados na Tabela 5.

Tabela 5. Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da [3] ( $a'_{gR}$ ).

Estado limite	Ação sísmica Tipo 2 (Açores)	$a'_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a'_g$ [m/s <sup>2</sup> ]
Colapso iminente (NC)	1,22	3,05	3,51
Danos severos (SD)	0,89	2,23	2,56
Limitação de danos (DL)	0,55	1,38	1,58

A Figura 7 apresenta os espectros de resposta elástica de acelerações para o sismo tipo 2. As linhas verticais a preto, contínua e a traço interrompido, representam, respetivamente, o período do modo 1 (0,41s), e período do modo 2 (0,31s).

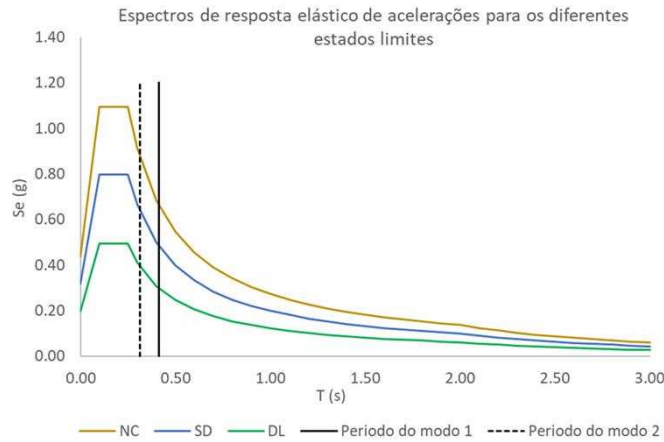


Figura 7. Espectro de resposta elástico de acelerações para a ação sísmica do tipo 2.

#### 4.2.2. Sismo X

Para o Sismo X, perpendicular às paredes longitudinais da nave, o modo de vibração principal é o modo 1. O valor da massa total do modelo numérico ( $m = 2.320$  ton), o valor da massa equivalente ( $m^* = 231.0$  ton) e do coeficiente de transformação ( $\Gamma = 3.60$ ) do modo 1 foram obtidos diretamente no programa DIANA. Com base nestes valores, determinaram-se os parâmetros da curva bilinear idealizada (Tabela 6).

Tabela 6. Valores dos parâmetros das curvas bilineares idealizadas na direção +X e -X.

Direção	$F_y^*$ [kN]	$E_m^*$ [J]	$d_m^*$ [mm]	$d_y^*$ [mm]	$T^*$ [s]
+X	904,0	5.719,2	8,4	4,1	0,20
-X	833,0	12.750,4	17,9	5,2	0,24

A Figura 8 representa a curva de capacidade e a curva bilinear do sistema de um grau de liberdade para a direção +X e -X. A Figura 9 ilustra os pontos de desempenho com a curva de capacidade e os espectros elásticos para os diferentes estados limites.

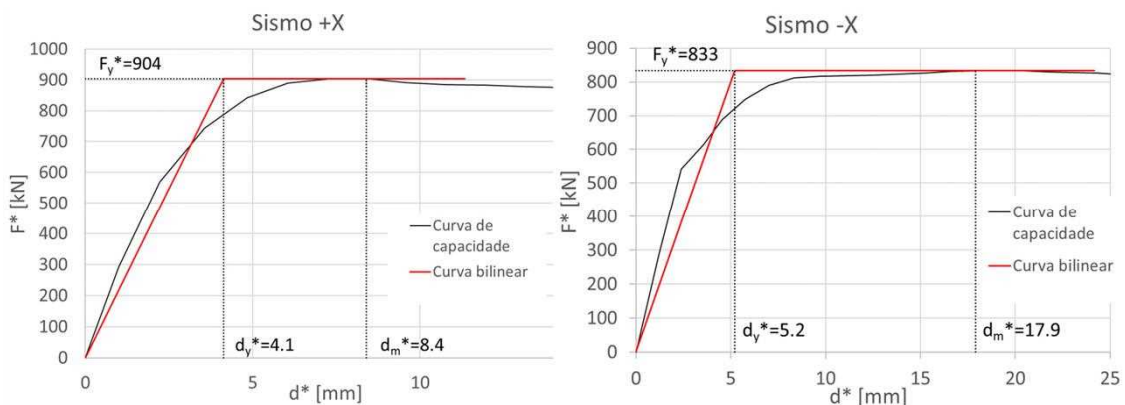


Figura 8. Curvas de capacidade bilinear de um grau de liberdade para as direções +X e -X.

Após o cálculo do deslocamento-alvo (exigência), procedeu-se à comparação com a capacidade calculada anteriormente. O edifício analisado verifica a segurança na direção +X e -X em todos os estados limites, no ponto de controlo considerado, conforme se pode verificar na Tabela 7.

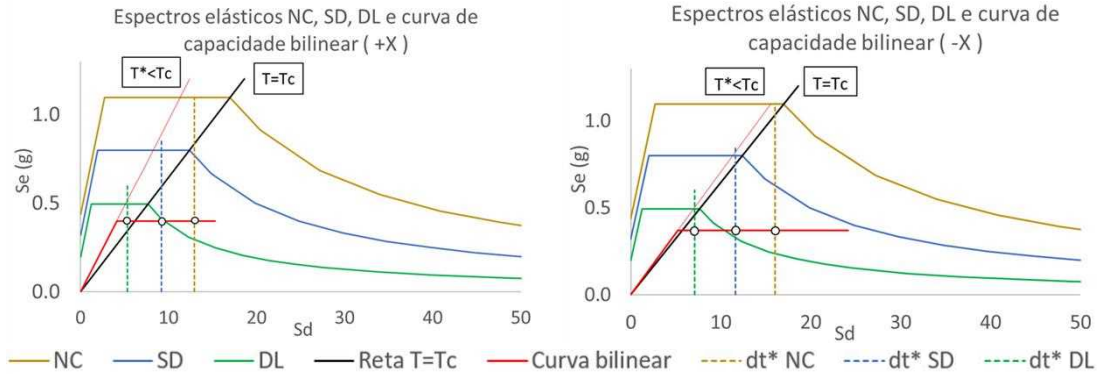


Figura 9. Deslocamento-alvo para as direções +X e -X para os diferentes estados limites.

Tabela 7. Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção +X e -X.

	Capacidade (C) [mm]	Exigência +X [mm]	Exigência -X [mm]
<b>NC</b>	$C_{NC} = \Delta U$	<b>586,7</b>	<b>46,6</b>
<b>SD</b>	$C_{SD} = 0,4.\Delta U$	<b>234,7</b>	<b>33,1</b>
<b>DL</b>	$C_{DL} = 0,13.\Delta U$	<b>76,3</b>	<b>19,2</b>

O dano foi avaliado com recurso às extensões principais de tração para cada estado limite (Figura 10 e Figura 11). No estado limite de colapso iminente (NC), a estrutura apresenta extensa fendilhação, incluindo fendas horizontais na base das paredes, verticais nos cunhais e na entrada da sacristia, e diagonais nas paredes longitudinais e na fachada. O estado limite de danos severos (SD) apresenta dano semelhante ao estado limite de colapso iminente (NC), mas com menor severidade. No estado limite de limitação de danos (DL), os danos são menos graves do que nos estados anteriores, com fendas horizontais na base das paredes longitudinais, fendas nos lintéis da fachada principal e na torre, e fendas verticais nos cunhais, e fendas verticais e diagonais na parte superior das paredes longitudinais da nave, na fachada principal, no batistério e na parede do arco.

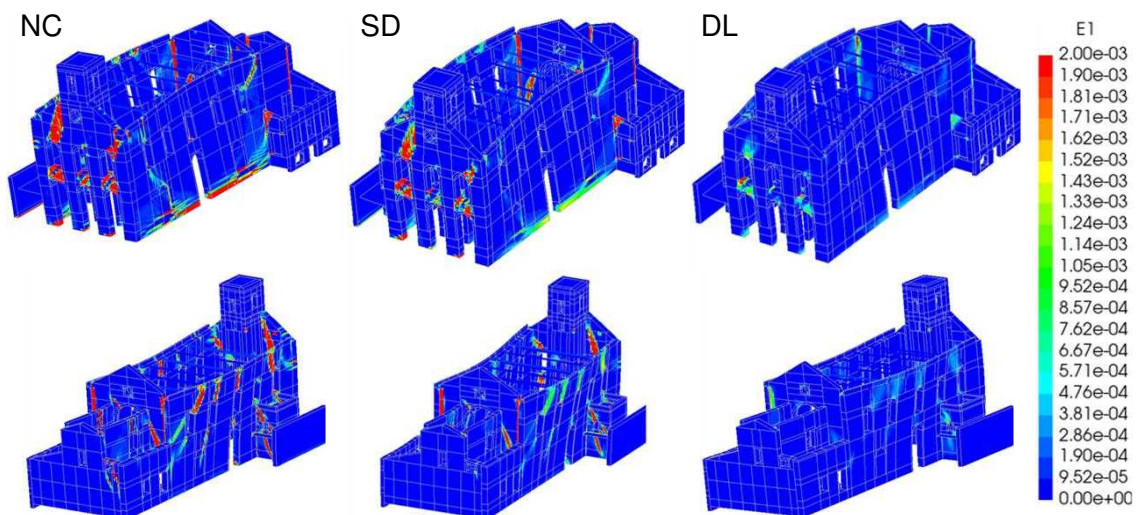


Figura 10. Extensões principais do Sismo +X para os estados limites de NC, SD e DL.

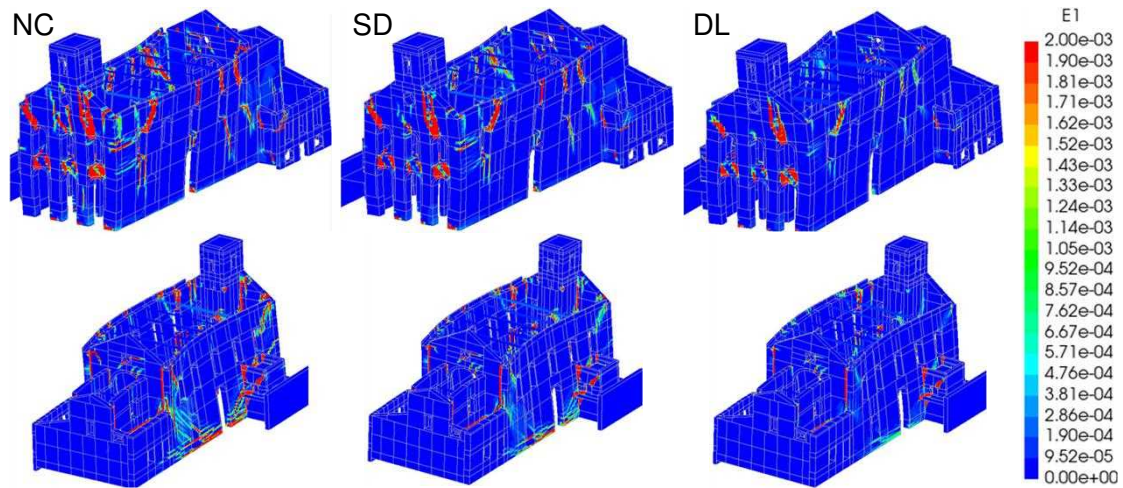


Figura 11. Extensões principais do Sismo -X para os estados limites de NC, SD e DL.

#### 4.2.3. Sismo Y

Para o sismo Y, perpendicular à fachada principal, o modo de vibração principal é o modo 2. Tal como para a direção X, o valor da massa total do modelo numérico ( $m = 2.320$  ton), o valor da massa equivalente ( $m^* = 203.4$  ton) e do coeficiente de transformação ( $\Gamma = 1.84$ ) foram obtidos através do programa DIANA. A Tabela 8 apresenta os parâmetros das respetivas curvas bilineares idealizadas.

Tabela 8. Valores dos parâmetros das curvas bilineares idealizadas na direção Y.

Direção	Parede	$F_y^*$ [kN]	$E_m^*$ [J]	$d_m^*$ [mm]	$d_y^*$ [mm]	$T^*$ [s]
+Y	Topo da torre	1.930,3	69.453,9	41,9	11,9	0,22
	Parede do arco	1.930,3	60.700,3	36,7	10,6	0,21
-Y	Topo da torre	2.323,6	124.334,9	60,0	13,0	0,21
	Parede do arco	2.323,6	168.646,3	81,3	17,5	0,25

A Figura 12 representa as curvas de capacidade e as curvas bilineares para o sistema de um grau de liberdade para a direção +Y e -Y. A Figura 13 ilustra os pontos de desempenho com a curva de capacidade e os espectros elásticos para os diferentes estados limites. Tal como se pode verificar na

Tabela 9, a igreja cumpre os critérios de a segurança na direção +Y e -Y para todos os estados limites.

Tabela 9. Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção +Y e -Y.

		Capacidade (C) [mm]	Exigência +Y [mm]	Exigência -Y [mm]	
Torre	NC	$C_{NC} = \Delta u$	640,0	25,1	22,4
	SD	$C_{SD} = 0,4 \cdot \Delta u$	256,0	18,0	16,3
	DL	$C_{DL} = 0,13 \cdot \Delta u$	83,2	11,1	10,1
Parede do arco	NC	$C_{NC} = \Delta u$	413,3	22,5	30,2
	SD	$C_{SD} = 0,4 \cdot \Delta u$	165,3	16,0	22,0
	DL	$C_{DL} = 0,13 \cdot \Delta u$	53,7	9,9	13,6



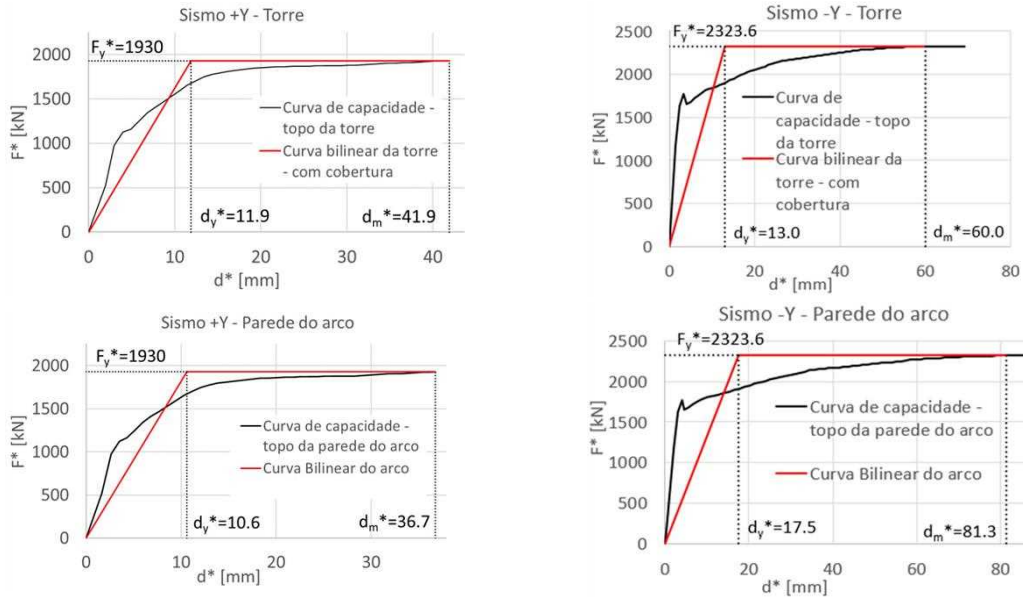


Figura 12. Curvas de capacidade bilinear de um grau de liberdade para as direções +Y e -Y.

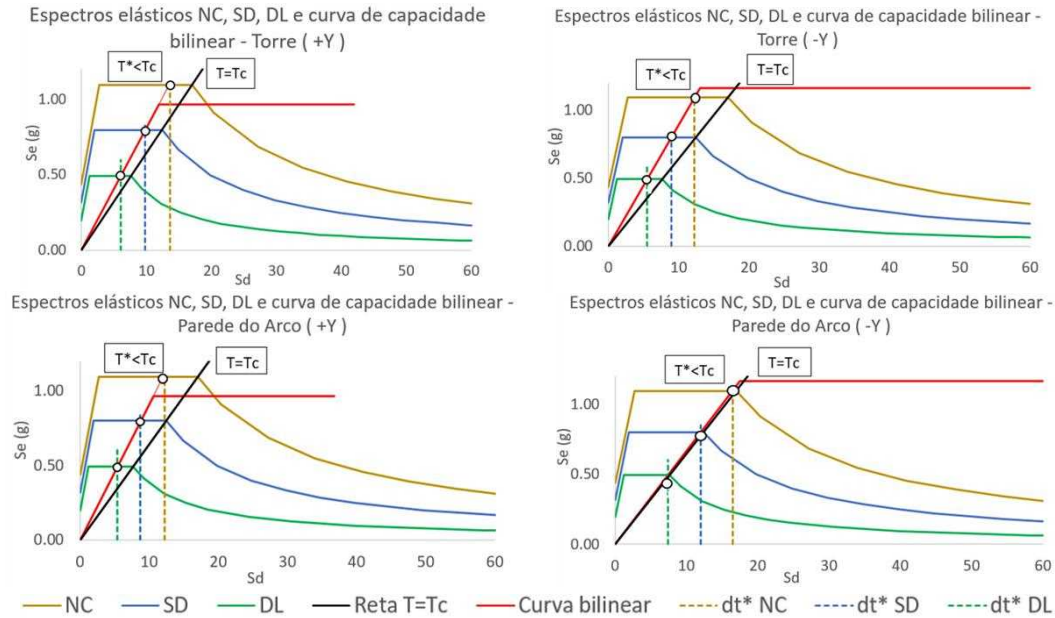


Figura 13. Deslocamento-alvo para as direções +Y e -Y para os diferentes estados limites.

Tal como para a direção X, o dano foi avaliado com recurso às extensões principais de tração para cada estado limite (Figura 14 e Figura 15). No estado limite de colapso iminente (NC), ocorre dano concentrado na fachada principal, na parte superior da extremidade sul das paredes longitudinais da nave e na parede do arco. No estado limite de danos severos (SD), o dano assemelha-se ao verificado no NC, mas com menor gravidade. No estado limite de limitação de danos (DL), o dano é menos significativo, e inclui fendas verticais na parte superior dos cunhais, nas ligações da fachada principal com as paredes da nave. Apresenta ainda fendilhação vertical entre os cunhais das paredes da nave e a parede do arco, bem como entre o arco e as paredes laterais do altar-mor. A torre apresenta fendilhação nos lintéis laterais ao nível do coro-alto.

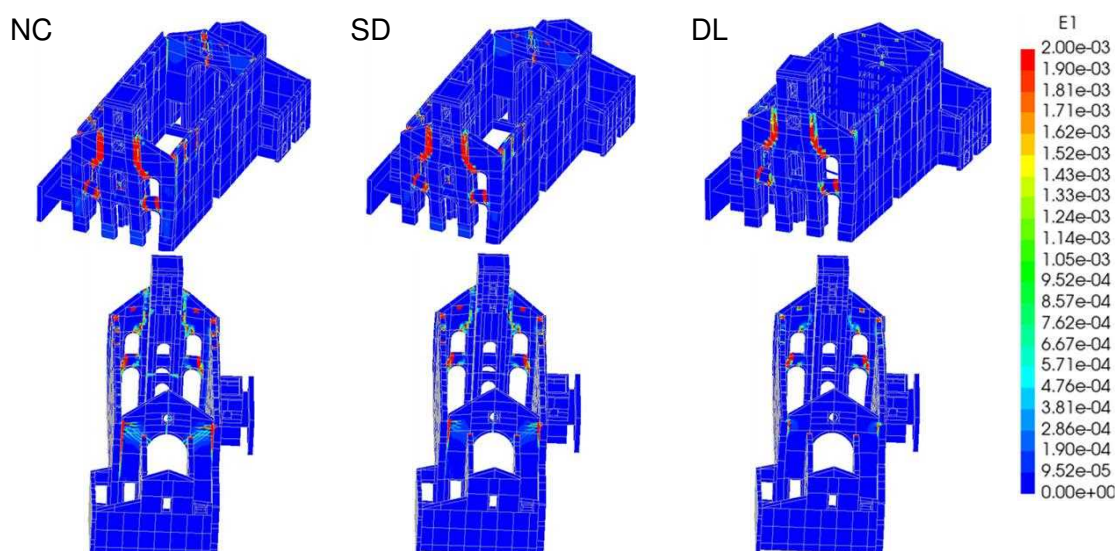


Figura 14. Extensões principais do Sismo +Y para os estados limites de NC, SD e DL.

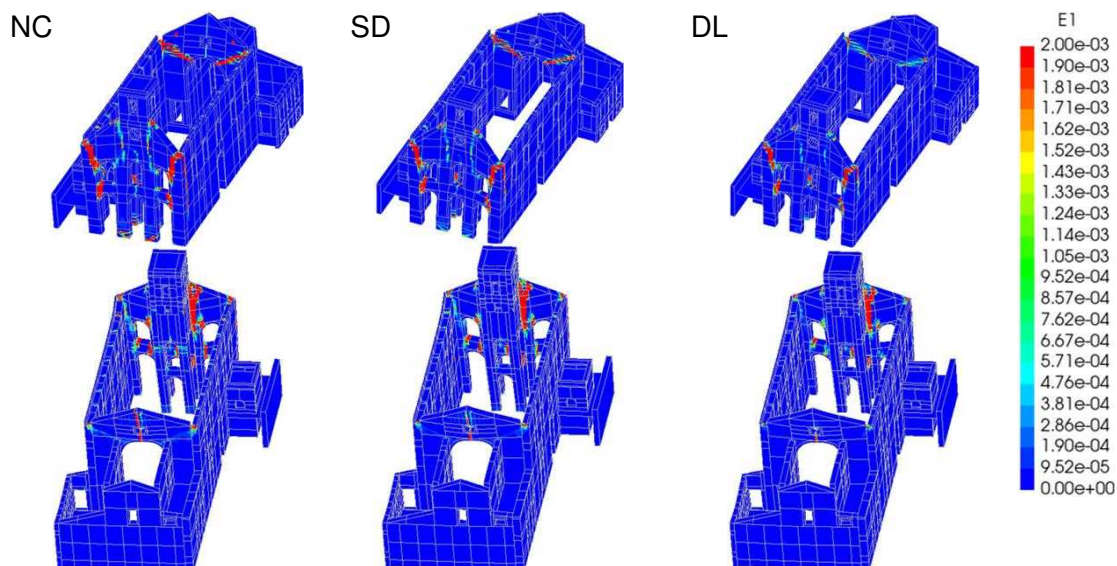


Figura 15. Extensões principais do Sismo -Y para os estados limites de NC, SD e DL.

## 5. CONCLUSÕES

Os resultados da análise sísmica permitiram verificar que o dano apresenta características específicas para cada direção do sismo. Em termos gerais, na direção X, (transversal), que corresponde à direção mais vulnerável do edifício, o dano concentra-se sobretudo nas paredes de alvenaria longitudinais da nave, na fachada principal e na parede do arco. Na direção Y (longitudinal), o dano concentra-se sobretudo nas paredes de alvenaria da fachada principal, na torre e na parede do arco.

Com base na verificação da estabilidade, constatou-se que a estrutura verifica os critérios de segurança para ambas as direções, de acordo com os critérios adotados para a modelação numérica, análise estrutural e verificação da estabilidade estrutural. Assim, e tendo em consideração a complexidade da estrutura (sem regularidade na distribuição de massa e rigidez em planta e em altura), recomenda-se validar as conclusões obtidas neste estudo através de outras técnicas de análise estrutural (análise não linear dinâmica com integração no tempo e análise limite com macroblocos) e diferentes critérios de verificação da estabilidade disponíveis para edifícios históricos de alvenaria.

Por último, é importante salientar que o modelo numérico utilizado neste estudo considera que a estrutura apresenta ligações perfeitas, nomeadamente nos cunhais, entre as coberturas e as paredes de alvenaria, bem como nas ligações dos tirantes metálicos às paredes de alvenaria de pedra. Assim, estas considerações devem ser verificadas e validadas através de uma inspeção detalhada do edifício. Por a reduzir a vulnerabilidade sísmica e o dano, recomenda-se ainda avaliar técnicas de reforço, como ancoragens em aço inoxidável, tirantes, vigas metálicas, aumento da rigidez do diafragma da cobertura e reforços localizados.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] DIANA, Theory Manual - DIANA 10.7 - Finite Element Analysis, Denise Ferreira ed., JA Delft: DIANA FEA, 2022.
- [2] NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [3] NP EN 1998-3, Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios., Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2017.
- [4] IMIT, Circ. 02.02.2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Rome, Italy: Italian Ministry of Infrastructures and Transportation, 2009.
- [5] EN 338, Structural timber - Strength classes, Brussels: Technical Committee CEN/TC 124 "Timber structures", 2003.
- [6] NP EN 1992-1-1, Eurocódigo 2 -Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [7] NP EN 1993-1-1, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [8] B. Douglas e W. Reid, "Dynamic tests and system identification of bridges," *Journal of the Structural Division*, vol. volume 108, nº no. 10, pp. 2295-2312, 1982.
- [9] D. J. Ewins, *Modal Testing: Theory, Practice and Application*, 2nd Edition, West Sussex, England: SRP Ltd., Exeter. ISBN: 0 86380 218 4, 2000.
- [10] P. B. Lourenço e A. Gaetani, *Finite Element Analysis for Building Assessment. Advanced Use and Practical Recommendations*, Oxfordshire: Routledge. ISBN: 978-0-429-34156-4 (ebk), 2022.
- [11] K. Doherty, M. Griffith, N. Lam e J. Wilson, "Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls," *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, vol. Volume: 31, nº No. 4, p. 833–850, 2002.
- [12] D. Caetano e D. Ponte, "Estudo Geológico – Geotécnico - Lugar de Chã da Caldeira | Ribeira Quente," LABGEO - Engenharia e Geotecnologia, Lagoa, 2020.
- [13] S. Lagomarsino, *A new methodology for the post-erthquake investigation of ancient churches*, Paris: Proceedings XI European Conference on Earthquake Engineering, 1998.

## **AValiação dos Efeitos de Flexão Biaxial em Regime Cíclico na Capacidade de Deformação de Elementos Tubulares de Aço**

**ELISA CERQUEIRA**  
Investigadora  
CONSTRUCT - FEUP

**CYRUS ESHAGHI**  
Investigador  
CONSTRUCT - FEUP

**RITA PERES**  
Investigadora  
CONSTRUCT – FEUP

**JOSÉ MIGUEL CASTRO**  
Professor Associado  
CONSTRUCT – FEUP

### **SUMÁRIO**

Nas últimas décadas, foram realizados múltiplos estudos no âmbito do comportamento de estruturas de aço sujeitas à ação sísmica. Embora o comportamento monotónico de elementos metálicos sujeitos a flexão uniaxial seja bem compreendido, o comportamento cíclico, especialmente em relação a elementos metálicos sob flexão biaxial, ainda não se encontra devidamente caracterizado. A investigação apresentada neste artigo tem como objetivo a caracterização do comportamento de colunas de aço sujeitas a flexão cíclica biaxial e compará-lo com o comportamento sob condições de carregamento uniaxial. Foram realizadas análises detalhadas de elementos finitos para investigar os efeitos do carregamento cíclico lateral bidirecional na resposta histerética de colunas de aço com seção quadrada e sob diferentes histórias de carregamento controladas por deslocamento lateral uniaxial e biaxial. Os resultados numéricos indicam que as trajetórias de carga cíclica biaxial têm uma influência relevante na resistência, capacidade de rotação e dissipação de energia de elementos tubulares metálicos.

### **ABSTRACT**

The investigation of the response of steel structures to seismic loads has been extensively studied in recent decades. While the monotonic behaviour of steel members subjected to uniaxial bending is well understood, further research is needed to characterize the cyclic behaviour of steel components under biaxial bending. The adoption of modelling and damage assessment criteria established for members subjected to uniaxial bending may not be fully appropriate for the seismic analysis of buildings comprised of structural steel tubular members. This work aims to characterize the behavior of steel columns under biaxial cyclic bending and compare it with uniaxial loading conditions. Detailed 3D finite element analyses were conducted to explore the effects of bidirectional lateral cyclic loading on the hysteretic response of hollow steel columns under various lateral displacement-controlled paths. Numerical findings suggest that biaxial cyclic loading significantly influences the rotation capacity, ductility, and energy dissipation of steel tubular members.

**PALAVRAS-CHAVE:** Biaxial bending, cyclic loading, tubular sections, steel structures.

## 1. INTRODUÇÃO, CONTEXTUALIZAÇÃO E MOTIVAÇÃO

Nas últimas décadas, foram realizados progressos significativos na compreensão e previsão do colapso estrutural de estruturas de aço sob ação induzida por sismos [1]. Durante sismos, as ações sísmicas aplicadas aos edifícios manifestam-se simultaneamente em várias direções, apresentando desafios únicos para a previsão precisa da resposta. Para simular de forma realista o comportamento de um edifício, considerando fatores como sua orientação em relação às ações sísmicas e irregularidades estruturais, o uso de modelos tridimensionais tornou-se cada vez mais comum. Embora as características de resposta de elementos de aço submetidos a carga lateral monotônica e cíclica unidirecional sejam bem estabelecidas, é crucial investigar o comportamento de componentes estruturais submetidos a flexão cíclica biaxial [2]. Pesquisas focadas em elementos de betão armado [3] estabeleceram que a carga cíclica horizontal biaxial pode levar a uma maior degradação de resistência e rigidez em comparação com cenários de carga uniaxial.

Simultaneamente, o uso de elementos tubulares está a tornar-se popular e apresenta várias vantagens, principalmente devido à rigidez torsional resultante da sua forma fechada e aos elevados momentos de inércia disponíveis em direções ortogonais, o que minimiza a necessidade de utilização de contraventamento lateral em comparação com casos envolvendo secções abertas [4]. Somente nos últimos anos é que a atenção se concentrou na resposta cíclica de elementos tubulares. Lignos e Krawinkler [5] desenvolveram uma base de dados de colunas de aço tubulares ocas quadradas sujeitas a carga axial combinada e momentos cíclicos. Os autores demonstraram que a rotação correspondente a 80% da carga máxima, bem como a deterioração cíclica dessas colunas, dependem fortemente da carga axial e da relação profundidade-espessura da secção da coluna. Fadden e McCormick [6] testaram vigas tubulares e desenvolveram um modelo numérico [7] para caracterizar a resposta cíclica desses elementos. Suzuki e Lignos [8] desenvolveram um modelo eficiente de componente que capta a deterioração de resistência e rigidez de colunas de aço com uma secção estrutural oca que considera o acoplamento entre a força axial da coluna e as exigências de flexão uniaxial. No entanto, o material disponível na literatura que investiga o desempenho de elementos de aço sujeitos a carga lateral cíclica bidirecional é relativamente limitado, com a maioria dos estudos concentrando-se em perfis esbeltos de paredes finas [9].

A atividade de pesquisa realizada neste estudo tem como objetivo uma avaliação preliminar do desempenho de elementos tubulares enformados a frio sujeitos a flexão biaxial e busca avaliar a influência da flexão biaxial no comportamento desses elementos, em termos de resistência, deformação e capacidade de dissipação de energia. Para atingir esse objetivo, um modelo de elementos finitos refinado é desenvolvido e validado com dados de ensaios experimentais. Posteriormente, é realizada uma investigação paramétrica em colunas, considerando variações na relação largura-espessura e carga axial aplicada, bem como o uso de diferentes trajetórias de carga. Os índices de desempenho obtidos para membros sob carga bidirecional são então comparados com aqueles obtidos para membros sujeitos a condições de carga unidirecional. Este trabalho serve como uma fase inicial de uma futura campanha experimental.

## 2. ESTUDO NUMÉRICO

### 2.1. Modelo de Elementos Finitos

Neste estudo, foram considerados dois perfis tubulares com secções transversais diferentes. As dimensões destes membros estão fornecidas na Tabela 1. A geometria da secção transversal do perfil foi concebida para replicar as propriedades nominais de secções comercialmente disponíveis. Esta secção transversal compreende partes

planas e cantos arredondados, todas com espessura uniforme, conforme representado na Figura 1. O comprimento das partes planas,  $b_f$ , é dado pela diferença  $b - 2r_e$ , onde  $r_e$  é o raio externo do canto e  $b$  é o comprimento da secção transversal. Ambos os membros são assumidos como sendo feitos de aço estrutural S355 e têm um comprimento de 1350 mm.

Tabela 1. Parâmetros geométricos analisados.

Tamanho (mm)	Comprimento (mm)	$t$ (mm)	$r_e$ (mm)	$b/t$	$A$ (mm <sup>2</sup> )
220 x 220	1350	6.3	15.8	34.92	5249
		12.5	37.5	17.60	9704

Para todas as colunas:  $E = 200$  GPa;

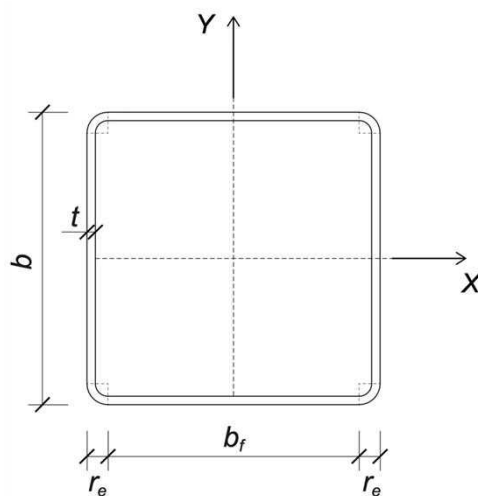


Figura 1 - Geometria da secção transversal dos perfis.

O modelo de elementos finitos foi desenvolvido no software comercial ABAQUS [10]. O modelo consiste num elemento em consola, com a extremidade da base totalmente restringida para garantir condições de apoio fixas. O membro é solicitado a partir da extremidade de topo com uma carga axial de compressão constante e cargas laterais cíclicas nas direções  $x$  e  $y$ , como mostrado na Figura 2. Para evitar concentrações de tensão, todas as arestas da secção transversal nas extremidades do elemento foram restringidas como corpo rígido. As placas do elemento foram modeladas usando elementos de casca quadráticos (S4R), conhecidos por capturar com precisão o comportamento pós-encurvadura. Para garantir precisão e capturar qualquer encurvadura lateral e torsional, foi utilizada uma malha muito fina de  $b/22$  com densidade uniforme ao longo de todo o comprimento dos elementos.

Os elementos de aço enformados a frio são muito suscetíveis a imperfeições geométricas locais: apesar de se tratar de uma secção transversal bi-simétrica nominalmente, as imperfeições geométricas iniciais traduzem pequenas diferenças seccionais. Para levar isso em consideração, foram introduzidas imperfeições geométricas iniciais, consistentes com as formas dos dois primeiros modos de encurvadura combinados. Esta prática está de acordo com as diretrizes estabelecidas no Anexo C do Eurocódigo 3 Parte 1-5 [11]. A magnitude dessas imperfeições corresponde a 80% da tolerância geométrica de fabrico, que, por sua vez, é equivalente a 0,8% da largura da secção transversal, conforme definido pela EN 10219-2 [12].

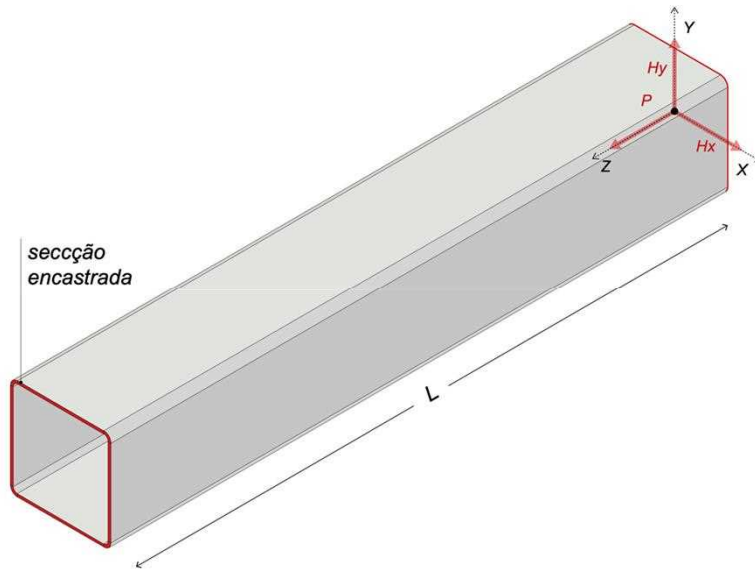


Figura 2 – Representação tridimensional do perfil metálico tubular

Para simular o comportamento cíclico do material, foi utilizado o modelo de plasticidade combinada não linear isotrópico/cinemático disponível no ABAQUS. As propriedades do material usadas nas análises estão relatadas na literatura [13] e apresentadas na Tabela 2. Foram atribuídas propriedades distintas aos elementos pertencentes às regiões de canto e planas da secção transversal. Essa diferenciação é necessária porque as propriedades variam ao longo da secção transversal durante o processo de conformação a frio [13].

Tabela 2. Propriedades dos materiais usados no modelo numérico.

	$\sigma_0$ (MPa)	$C_1$ (MPa)	$\gamma_1$	$C_2$ (MPa)	$\gamma_2$	$\sigma_{rb}$ (MPa)
Parte plana	467.4	129912	17667.9	1359.3	15.9	$\pm 306.92$
Cantos	402.9	180605	930.9	6.4	499.3	$\pm 168.81$

Isotropico:  $Q_\infty = 0$

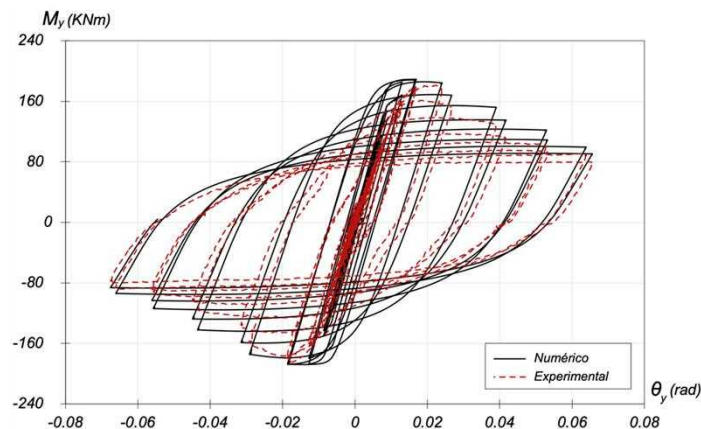


Figura 3 – Validação do modelo numérico proposto para um membro sob carregamento cíclico: comparação entre resultados numérico e experimental [6].

O modelo de elementos finitos foi validado utilizando os resultados de um teste experimental realizado numa viga em balanço, realizado por Fadden e McCormick [6]. Os resultados desta validação são apresentados na Figura 3. Os parâmetros utilizados para modelar as propriedades do material podem ser encontrados na literatura, conforme fornecido por Bosco *et al.* [13].

## 2.2. Histórias e protocolos de carregamento

A influência do componente biaxial foi investigada utilizando cinco trajetórias de carregamento lateral cíclica quase-estáticas. Duas dessas histórias eram uniaxiais e três eram biaxiais. Foram empregados dois diferentes níveis de râtios de carga axial: 0.1 e 0.3. O râtio de 0.1 corresponde aproximadamente a estruturas típicas de baixa altura, enquanto o râtio de 0.3 está associado a estruturas de edifícios de média altura [14]. Esses râtios são definidos em relação à capacidade axial nominal da coluna,  $P_y = A \times f_y$ , onde  $A$  representa a área da secção transversal da coluna e  $f_y$  denota o limite de elasticidade do material de aço.

Os membros foram submetidos a deformação controlada por deslocamento lateral com amplitudes crescentes, seguindo um protocolo de carga cíclica simétrica fornecido na ANSI/AISC 341-16 [15]. Os níveis nominais considerados de rotação máxima de pico, medidos em miliradianos (mrad), foram 3.75, 5, 7.50, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 80.

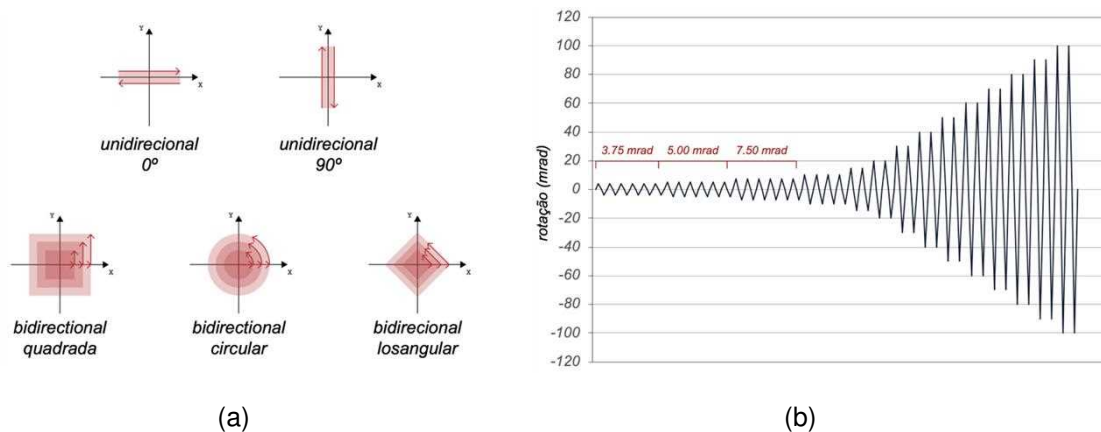


Figura 4 – (a) Trajetórias e (b) protocolo de carregamento usados nas análises numéricas.

Para os primeiros três picos (3.75, 5.00 e 7.50), foram impostos seis ciclos. Posteriormente, foram realizados quatro ciclos com um pico de 10 mrad, seguido por dois ciclos com picos de 15 e 20 mrad. A carga foi então aumentada incrementalmente em 10 mrad, com dois ciclos realizados em cada etapa. Essas amplitudes foram multiplicadas pelo comprimento dos perfis e, em seguida, aplicadas como deslocamento. Este protocolo de carga é ilustrado na Figura 4 (b).

A representação esquemática dos caminhos de carga é ilustrada na Figura 4 (a). No caminho unidirecional de 0°, os espécimes são apenas submetidos a deformação ao longo da direção  $x$ . No caminho unidirecional de 90°, os espécimes são apenas deformados ao longo da direção  $y$ . No caso de carga bidirecional, os caminhos consistem em ciclos de deslocamento com formas quadradas, circulares e em losango no espaço de deslocamento lateral.

A Tabela 3 apresenta os quatro conjuntos de colunas que constituem o presente estudo numérico e suas correspondentes histórias de carga, geometria, esbelteza da secção e força axial.



Tabela 3. Descrição do estudo numérico e características dos conjuntos de colunas.

Conjunto	Membro	b/t	Rácio da Carga Axial	Trajectoria de Carga
1	S101-L01	34.92	0.1	Uniaxial direção-x
	S101-L02			Uniaxial direção-y
	S101-L03			Circular
	S101-L04			Losangonal
	S101-L05			Quadrada
2	S103-L06	34.92	0.3	Uniaxial direção-x
	S103-L07			Uniaxial direção-y
	S103-L08			Circular
	S103-L09			Losangonal
	S103-L10			Quadrada
3	S201-L11	17.60	0.1	Uniaxial direção-x
	S201-L12			Uniaxial direção-y
	S201-L13			Circular
	S201-L14			Losangonal
	S201-L15			Quadrada
4	S203-L16	17.60	0.3	Uniaxial direção-x
	S203-L17			Uniaxial direção-y
	S203-L18			Circular
	S203-L19			Losangonal
	S203-L20			Quadrada

### 3. RESULTADOS GLOBAIS

Para avaliar o impacto dos caminhos de carga biaxiais no comportamento das colunas em termos de resistência, capacidade de deformação e dissipação de energia, foram avaliados os seguintes parâmetros: i) envoltentes momento-rotação; ii) capacidade momento máximo e capacidade de rotação equivalente normalizados, e iii) dissipação de energia.

#### 3.1. Envoltentes momento-rotação

A Figura 5 apresenta o comportamento histerético momento-rotação de uma coluna sujeita a condições de carga uniaxial e biaxial, enquanto as curvas *backbone* dos

conjuntos 1, 2, 3 e 4 são apresentadas nas Figuras 6, 7, 8 e 9, respectivamente. A partir da análise destes resultados, podem ser feitas as seguintes observações.

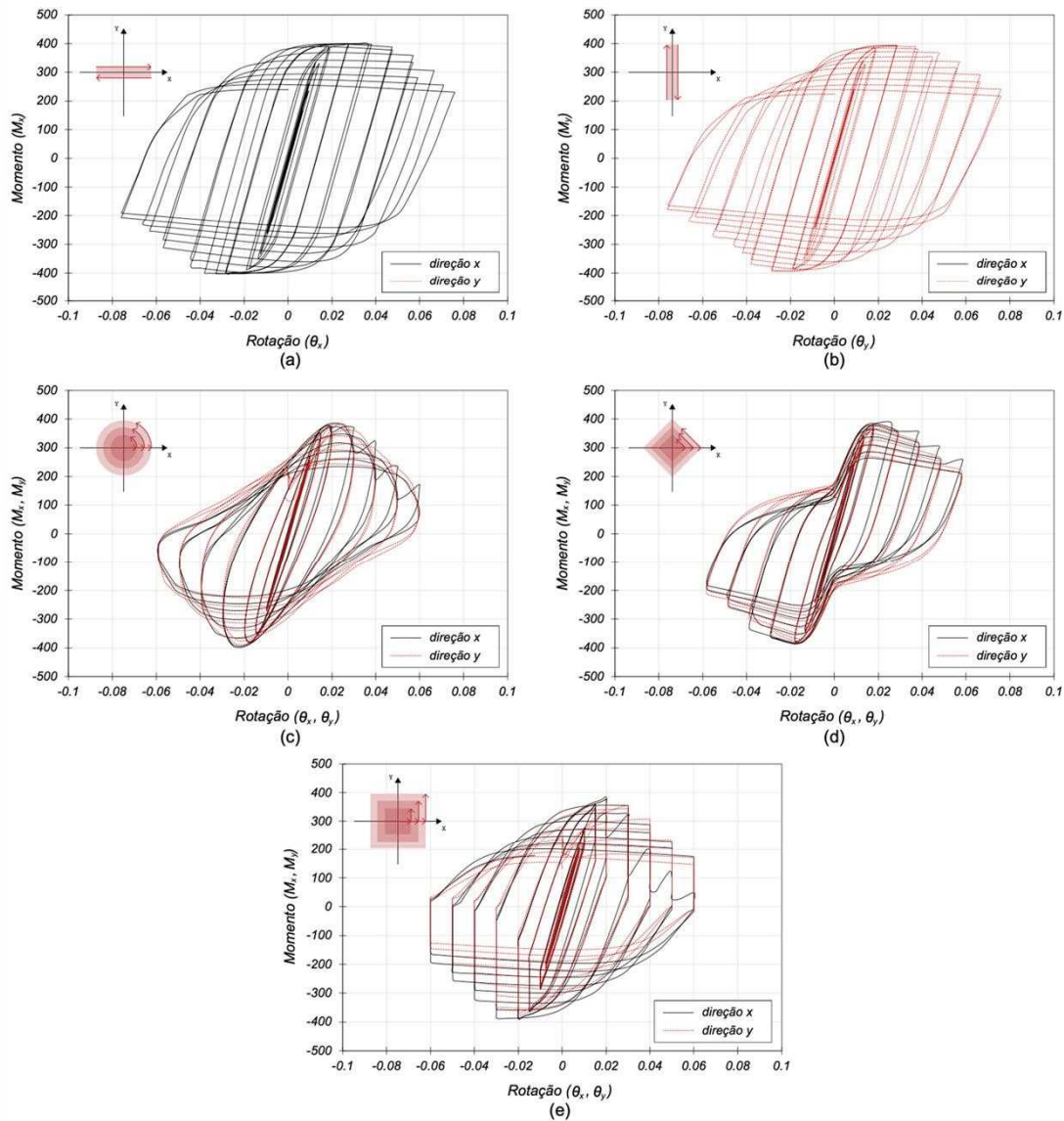


Figura 5 – Resposta histerética momento-rotação de uma coluna sujeita a flexão uniaxial vs. flexão biaxial: (a) direção x, (b) direção y, (c) trajetória circular, (d) losangular e (e) quadrada.

O comportamento histerético observado sob carregamento lateral biaxial (Figura 5 (c-e)) difere significativamente do observado sob carregamento lateral uniaxial (Figura 5 (a-b)), principalmente devido aos fortes efeitos de acoplamento entre as duas direções ortogonais. Quando existe acoplamento entre duas direções perpendiculares, uma diminuição do deslocamento numa direção, como na direção y, resulta numa redução da força máxima registada na direção x, e vice-versa. Como resultado, os ciclos força-deformação registados para a direção x são diferentes daqueles registados para a direção y. Estas observações estão em conformidade com as relatadas por Ucak e Tsopelas [9].

A partir das curvas *backbone* apresentadas, é evidente que há uma redução consistente nas resistências máximas obtidas em ambas as direções para carregamentos cíclicos biaxiais quando comparadas com aquelas obtidas em carregamentos uniaxiais. É possível observar que, no conjunto 2 (onde as colunas analisadas têm uma maior

esbelteza seccional e estão sujeitas a uma maior carga axial), a redução na resistência máxima alcançada é mais evidente.

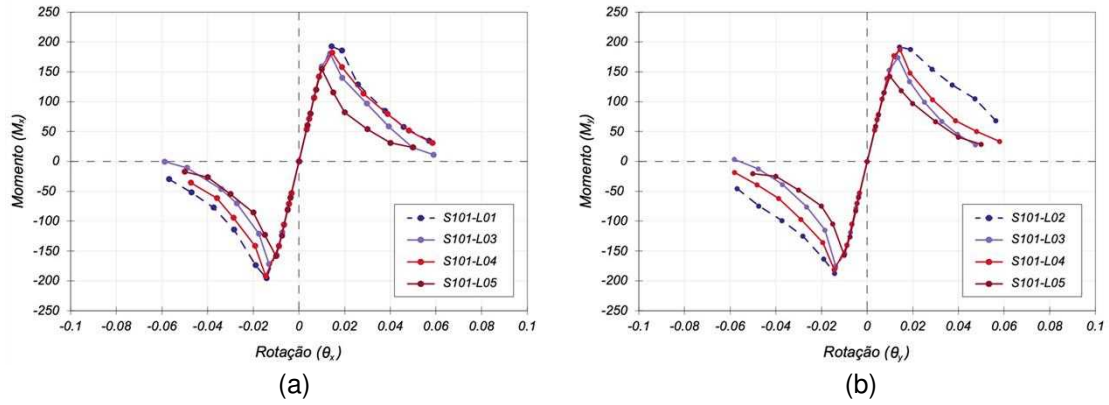


Figura 6 – Curvas *backbone* do Conjunto 1: (a) direção x e (b) direção y.

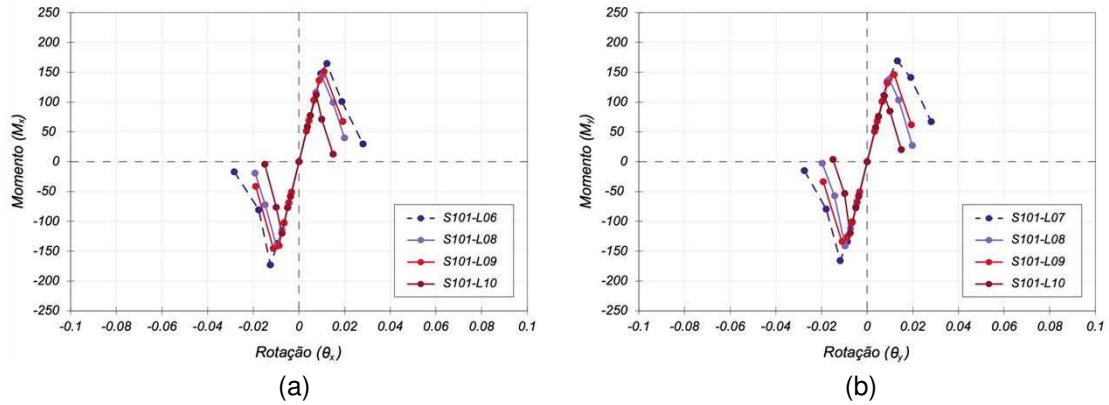


Figura 7 - Curvas *backbone* do Conjunto 2: (a) direção x e (b) direção y.

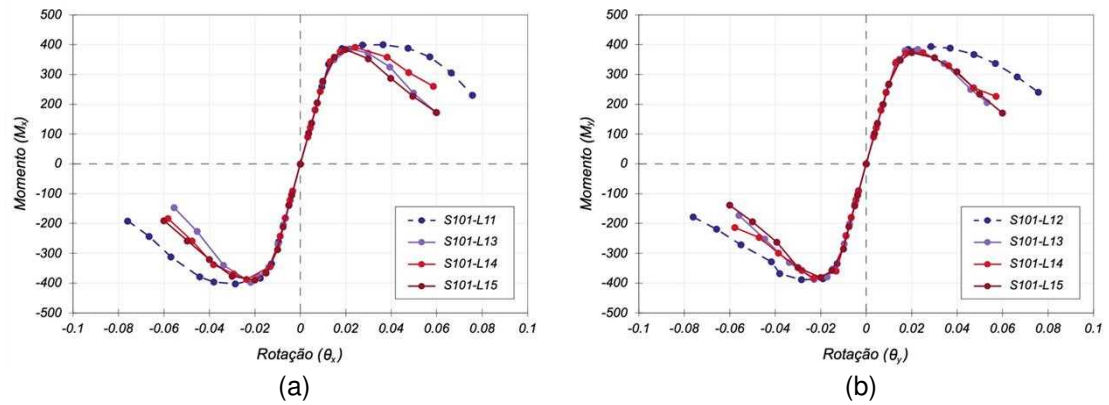


Figura 8 - Curvas *backbone* do Conjunto 3: (a) direção x e (b) direção y.

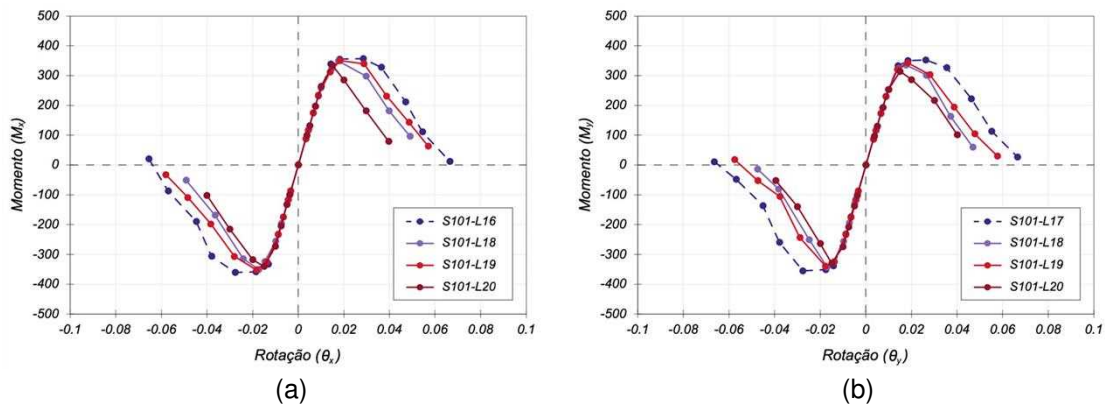


Figura 9 - Curvas *backbone* do Conjunto 4: (a) direção x e (b) direção y.

Nos quatro conjuntos analisados, é evidente que o protocolo de carga horizontal em forma de quadrado resultou em uma redução mais significativa na resistência máxima das colunas. Esta conclusão é ainda mais pronunciada nos conjuntos 1 e 2.

Importante destacar que, nos quatro conjuntos, é observada uma redução na capacidade de rotação dos elementos quando são sujeitos a protocolos de carga biaxial. Quando os perfis estão sob uma carga axial mais elevada (Conjuntos 2 e 4), as diferenças na capacidade de deformação obtidas em condições de carregamento biaxial e uniaxial são mais pronunciadas do que no caso dos mesmos perfis sujeitos a cargas axiais mais suaves (Conjuntos 1 e 3).

Por fim, foi observada uma degradação mais pronunciada da resistência para as análises sob condições de carga biaxial em comparação com os casos em que os elementos foram submetidos a condições de carga uniaxial. Esta degradação é ainda mais evidente na direção y, uma vez que os perfis foram previamente solicitados na direção x.

### 3.2. Momento máximo e capacidade de rotação normalizados

A Figura 10 (a) ilustra a relação entre os valores de momento máximo obtidos para flexão biaxial, normalizados em relação aos resultados obtidos para flexão uniaxial. A Figura 10 (b) mostra a relação entre os resultados de colunas sujeitas a flexão uniaxial e biaxial em termos de capacidade de rotação, definida aqui como a rotação correspondente ao momento de pico registado durante cada análise.

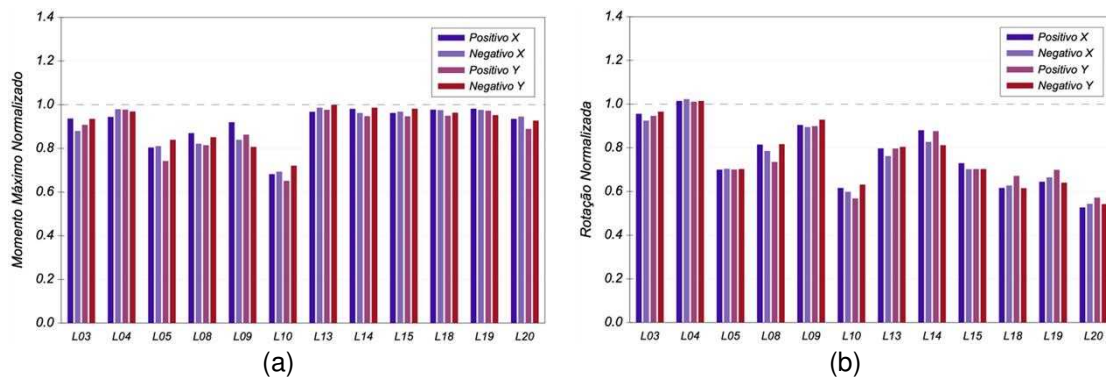


Figura 10 – (a) Momento máximo e (b) rotação equivalente normalizadas.

A partir da análise dos resultados, pode concluir-se que as histórias de carga biaxiais reduzem a resistência máxima das colunas em aproximadamente 2% a 30% na direção

X e até 35% na direção Y. Esta redução é mais evidente com trajetórias de carga quadradas, mas é menos significativa para os Conjuntos 3 e 4 (2% a 12%). No Conjunto 1, a história de carregamento losangonal não reduz significativamente a resistência máxima em ambas as direções, mas no Conjunto 2 é onde a redução é mais significativa em todas as trajetórias de carga biaxial. Em todos os conjuntos, o comportamento das colunas de secção transversal quadrada sujeitas a trajetórias de carga em forma de losango é o mais semelhante em termos de resistência ao comportamento uniaxial, o que significa que é o menos afetado, especialmente na direção y, pelo dano prévio na direção x.

Quanto à capacidade de deformação, pode observar-se que a trajetória de carregamento horizontal quadrada tem uma influência significativa. A diferença entre as trajetórias de deformação é mais pronunciada nas colunas pertencentes aos Conjuntos 1 e 2 (cujos perfis têm uma maior esbelteza seccional), com uma notável diminuição de 30% na capacidade de deformação em comparação com as outras trajetórias de carga consideradas. Também é evidente que as colunas sujeitas a níveis mais elevados de carga axial (Conjuntos 2 e 4) apresentam uma maior redução na capacidade de deformação em comparação com os mesmos perfis sob níveis mais baixos de carga axial (Conjuntos 1 e 3).

### 3.3. Dissipação de energia cumulativa

Os resultados referentes à energia dissipada acumulada são apresentados na Figura 11 (a-d), sendo determinada como a energia acumulada correspondente ao primeiro ciclo de carregamento para cada pico de deslocamento. De acordo com Ucak e Tsopelas [9] e Rodrigues et al. [2], a energia dissipada durante cada ciclo de deslocamento pode ser determinada somando as áreas delimitadas pelas curvas de histerese nas direções x e y.

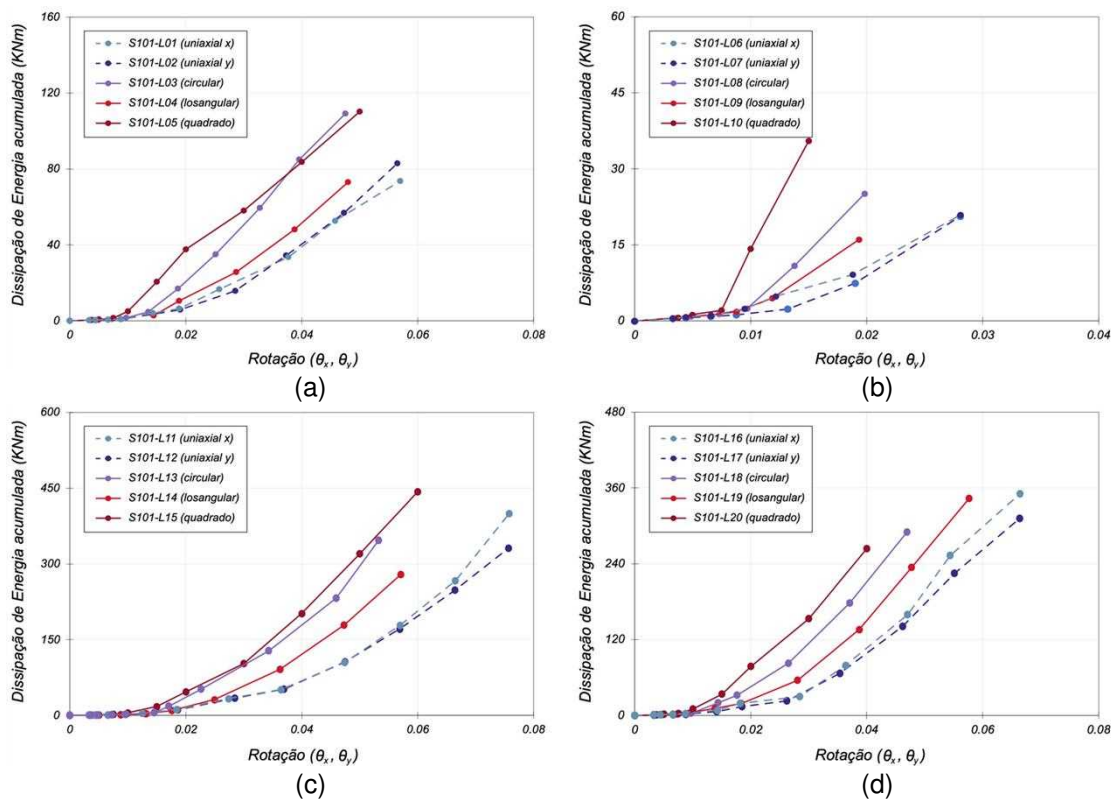


Figura 11 – Comparação da energia dissipada cumulativa para membros com diferentes trajetórias de carregamento (uniaxial e biaxial): (a) Conjunto 1, (b) Conjunto 2, (c) Conjunto 3 e (d) Conjunto 4.

Pode ser observado a partir da Figura 11 que as colunas sujeitas à flexão biaxial com história de carregamento quadrada dissiparam aproximadamente 30% mais energia para o mesmo nível de deformação imposto. A história de carga em forma de losango dissipa menos energia do que qualquer outro caminho biaxial e é a mais próxima dos resultados obtidos para trajetórias uniaxiais. A diferença entre os caminhos em forma de losango e quadrado torna-se ainda mais evidente nos casos com cargas axiais mais elevadas, especialmente nos Conjuntos 2 e 4. As colunas sujeitas a flexão uniaxial dissiparam uma quantidade menor de energia.

#### 4. CONCLUSÕES

Foi apresentada uma investigação numérica envolvendo 20 colunas de aço com secções tubulares quadradas, agrupadas em quatro conjuntos diferentes com base em dimensões geométricas, esbelteza da secção e níveis de carga axial. O principal objetivo foi comparar o comportamento de colunas sujeitas a flexão uniaxial versus colunas sujeitas a flexão biaxial, utilizando três histórias de carga diferentes. O estudo permitiu retirar as seguintes conclusões:

- Foi observada uma clara influência do componente biaxial, especialmente na capacidade de rotação dos perfis, ao comparar a flexão uniaxial ao longo do eixo principal com a carga biaxial. Esta observação é especialmente relevante, uma vez que capacidades de rotação reduzidas podem impactar significativamente a avaliação do desempenho sísmico de edifícios de aço.
- Em todos os quatro conjuntos, foi notável uma diminuição na capacidade de rotação dos perfis sob protocolos de carga biaxial. Esta redução foi mais pronunciada quando os perfis estavam sujeitos a cargas axiais mais elevadas, como observado nos Conjuntos 2 e 4, do que no caso dos mesmos perfis sujeitos a cargas axiais mais leves (Conjuntos 1 e 3). Notavelmente, os Conjuntos 1 e 2, caracterizados por perfis de secção transversal esbelta, mostraram a discrepância menos significativa na capacidade de deformação entre condições de carga biaxial e uniaxial, com exceção do protocolo de carregamento quadrado, que conduziu sempre a uma significativa redução na capacidade de rotação dos perfis.
- A flexão biaxial tendeu a reduzir a resistência máxima das colunas, especialmente na direção *y*. No entanto, colunas com menor esbelteza da secção transversal submetidas à flexão biaxial mantiveram a sua resistência máxima em comparação com a carga uniaxial.
- Ficou evidente que o protocolo de trajetória de carga horizontal em forma de quadrado levou a uma redução mais substancial na resistência máxima das colunas em todos os quatro conjuntos, bem como da capacidade de rotação. Por outro lado, o protocolo de carga em forma de losango produziu resultados que se assemelhavam de perto aos da carga uniaxial.
- Colunas sujeitas à flexão biaxial apresentaram maior dissipação de energia em comparação com colunas sujeitas a flexão uniaxial, conforme relatado por autores anteriores na literatura. Notavelmente, as histórias de carga horizontais em forma de quadrado e losango resultaram na maior e menor dissipação de energia, respetivamente.

Este estudo fornece informações valiosas sobre a resposta de colunas com secções tubulares quadradas à flexão biaxial. Além disso, abre a porta para aplicar esta metodologia a elementos com diferentes formas de secção transversal. Os autores também reconhecem a importância de avaliar ainda mais a influência do nível de carga axial aplicado aos perfis, juntamente com a sua variação, que está atualmente em investigação.

## 5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho é apoiado pelo projeto "R2UTechnologies - sistemas modulares", contrato C644876810-00000019, projeto de investimento 48, financiado pelo Plano de Recuperação e Resiliência (PRR) e pela União Europeia – NextGeneration EU. Esta pesquisa também recebeu apoio do UID/ECI/04708/2019 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC). O primeiro autor agradece o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal, nomeadamente através da bolsa de doutoramento com a referência 2022.12364.BD.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] D. G. Lignos and H. Krawinkler, "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, no. 11, pp. 1291–1302, Nov. 2011, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000376.
- [2] H. Rodrigues, A. Furtado, and A. Arêde, "Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads," *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, no. 1, Jan. 2016, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001345.
- [3] H. Rodrigues, "Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns," PhD Thesis, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2012.
- [4] D. R. Sherman, "Designing With Structural Tubing," *Engineering Journal*, vol. 33, pp. 101–109, 1996.
- [5] D. G. Lignos and H. Krawinkler, "A Steel Database For Component Deterioration Of Tubular Hollow Square Steel Columns Under Varying Axial Load For Collapse Assessment Of Steel Structures Under Earthquakes," in *Proceedings of the 7th Int. Conf. on Urban Earthquake Engineering (7CUEE)*, Tokyo, Japan, 2010. [Online]. Available: <http://www.sacsteel.org/connections/>,
- [6] M. Fadden and J. McCormick, "Cyclic Quasi-Static Testing of Hollow Structural Section Beam Members," *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, no. 5, pp. 561–570, May 2012, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000506.
- [7] M. Fadden and J. McCormick, "Finite element model of the cyclic bending behavior of hollow structural sections," *J Constr Steel Res*, vol. 94, pp. 64–75, 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2013.10.021.
- [8] Y. Suzuki and D. G. Lignos, "Fiber-based hysteretic model for simulating strength and stiffness deterioration of steel hollow structural section columns under cyclic loading," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 49, no. 15, pp. 1702–1720, Dec. 2020, doi: 10.1002/eqe.3324.
- [9] A. Ucak and P. Tsopelas, "Load Path Effects in Circular Steel Columns under Bidirectional Lateral Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, no. 5, May 2015, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001057.
- [10] Dassault Systemes, "ABAQUS/STANDARD user's manual," 2007.
- [11] CEN, "EN 1993-1-5. Eurocode 3: Design of steel Structures – Part 1–5: Plated structural elements," 2006
- [12] CEN, "EN 10219-2. Cold Formed Welded Structural Hollow Sections of Non-Alloy and Fine Grain Steels - Part 2: Tolerances, Dimensions and Sectional Properties," 2006
- [13] M. Bosco, M. D'Aniello, R. Landolfo, C. Pannitteri, and P. P. Rossi, "Overstrength and deformation capacity of steel members with cold-formed hollow cross-section," *J Constr Steel Res*, vol. 191, Apr. 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107187.
- [14] M. Kurata, M. Nakashima, and K. Suita, "EFFECT OF COLUMN BASE BEHAVIOUR ON THE SEISMIC RESPONSE OF STEEL MOMENT FRAMES," 2005.
- [15] AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," 2016 [Online]. Available: [www.aisc.org](http://www.aisc.org)

## **IMPACT OF FRAGILE NONSTRUCTURAL ELEMENTS ON THE COST-EFFECTIVE SEISMIC DESIGN OF STEEL MRFs**

**SEYED AMIN HOSSEINI**  
PhD Student  
University of Coimbra

**SANDRA JORDÃO**  
Assistant Professor  
University of Coimbra

**CARLOS REBELO**  
Associate Professor  
University of Coimbra

**CHIARA BEDON**  
Associate Professor  
University of Trieste

### **ABSTRACT**

The current study aims to evaluate the effect of the different Interstorey Drift Ratio (IDR) limitations related to the damage limitation state in the seismic design of buildings. To perform the seismic analysis, three steel Moment Resisting Frames (MRF) with different heights were designed for three levels of recommended damage limitation states. Referring to the HAZUS manual, the 2-, 5-, and 10-storey buildings were designed as low-, middle-, and high-rise buildings. In total, 18 steel MRFs were designed according to European standards (Eurocode 8-1). The results were presented in terms of material consumption and the architectural impact on the building. The results depicted that by increasing the IDR limitation level from the minimum to the middle and maximum allowed in Eurocode 8-1, the material consumption was reduced by 23.91% and 39.49%, respectively.

**Keywords:** Steel MRF, Seismic Design, Cost-Effective Seismic Design, Nonstructural Elements



## 1. INTRODUCTION

Cost-effective design is a key concern in modern structural engineering. New materials and different layouts, force a continuous complex optimization exercise in order to attain cost-effective structures, particularly in the case of transient loads such as seismic action. Furthermore, building design in seismic zones requires specific provisions in terms of ultimate and serviceability limit states. Quite often the lateral behaviour governs seismic design due to damage limitations, so-called serviceability limit states, associated with nonstructural elements. Eurocode 8-1 foresees three levels of damage limitation states which are mainly based on the seismic behaviour of nonstructural elements and their influence on the structural response. Given the fact that the behaviour of nonstructural elements is not fully explored, structural designers prefer to stay on the safe side of the damage limitation levels, using the most conservative value which is not cost-effective, and depending on the type of structure, it may result in a drastic increase in construction cost.

In addition, seismic design code provisions use the Interstorey Drift Ratio (IDR) as a critical parameter to check the seismic response of the structure under the damage limitation state. To check the damage limitation demand of structures subjected to seismic loads, different levels of IDR limitation are recommended by the standards. Generally, the IDR limitation level depends on the behaviour of nonstructural elements, e.g. partitions, façade, pipelines, etc., and the level of damage accepted for those elements. For instance, in Eurocode 8 part 1 (EC8-1) [1] the minimum IDR limit is assigned to the structures with brittle nonstructural elements.

Although a large portion of the construction budget is allocated to the nonstructural elements, and they often govern the design, the code dispositions and established knowledge regarding these elements are not sufficiently developed, particularly as far as the seismic behaviour is concerned [2]–[6]. For this reason, designers generally stay on the safe side of the IDR limitations and they check the IDR demands at the minimum level. However, recent research on the seismic behaviour of crucial nonstructural elements has shown that they allow for the use of higher damage limitation levels with clear economic advantages. One such example is the case of glass facades, which are quite common in modern buildings and are considered as brittle nonstructural elements in design codes. Among the different glass facade typologies, the ones that are most susceptible to seismic action are the point-fixed glass façades. Recent research on the seismic behaviour of such facades showed that the code IDR restrictions are far too conservative and a more economic design could be implemented. This is emphasized by the fact that glass facade systems do not significantly affect the seismic design of lateral-resistant frames. This example is particularly important given the exponential increase in the number of such facades in our cities, both in recent years and in future economic projections worldwide.

The present paper aims to evaluate the effect of the different IDR limitations in building seismic design and intends to assess the level of penalization in the design of the main frame when it is constrained by drift limitations associated with fragile nonstructural elements such as glass facades. Two sets of buildings were selected. Both sets consider fully regular common building layouts. Each set includes 3 buildings with different heights, as this is a key parameter for the envisaged assessment. In total, 18 steel Moment Resisting Frames (MRFs) were designed according to European standards (EC 8-1). These buildings include low-, middle-, and high-rise buildings with 2-, 5-, and 10-storey, respectively [7]. Through the next sections, the results will be presented in terms of material consumption and architectural impacts.

## 2. CODE PROVISION RECOMMENDATIONS

The seismic design of structures shall meet ultimate limit state requirements and damage limitation requirements [1], [5], [8], [9]. The ultimate limit state seismic design considers a mean return period equal to 475 years, whereas damage requirements are calculated for frequent seismic events [1], which feature a mean return period equal to 95 years. The ultimate limit state scenarios are related to collapse and safety of the occupants, while damage limitation requirements are set to limit both structural and nonstructural damage, economic losses and guaranty serviceability conditions.

The consideration of damage limitation states entails different requirements for structural elements and nonstructural elements. The first consideration is that they should not experience significant damage, which means they should not endure residual deformations as well as be able to retain their original stiffness and strength. Whereas nonstructural elements are allowed some small level of damage. Nonstructural elements including architectural, mechanical and electrical components (e.g. curtain walls, partitions, pipelines and lightning) are commonly categorized as displacement-sensitive or acceleration-sensitive components [2]. In terms of damage limitation states, it is expected that these elements endure a low level of damage thus preventing hazard, significant operation limitations or economic losses.

The IDR is defined in EC8-1, clause 4.4.3.2, as the relative displacement divided by the height of the storey with the following limitations:

- $IDR.v \leq 0.50\%$  buildings with attached brittle nonstructural components
- $IDR.v \leq 0.75\%$  buildings with attached ductile nonstructural components
- $IDR.v \leq 1.00\%$  buildings with fixed nonstructural components without interfering with structural deformation, or without nonstructural elements

Where  $v$  is a reduction factor related to the use of the building, established in terms of importance class factor. A  $v$  value of 0.4 is recommended for important factor classes III (important buildings, e.g. schools, assembly halls, etc.) and IV (essential buildings e.g. hospitals, power plant, etc). For classes I (minor importance buildings, e.g. agricultural buildings, etc.) and II (ordinary buildings) the recommended value is 0.5 [1].

Although EC8-1 recommends displacement-related limitations (IDR), there is still a significant gap to cover the requirements for acceleration-sensitive nonstructural elements [10]. Furthermore, the main cost of construction materials is assigned to these components, so further experimental and numerical investigations on this topic are necessary [4], [6], [11].

Moreover, Steel MRFs are considered drift-sensitive structures and the IDR limitations have a direct effect on the size of structural elements and consequently the material usage and final cost of the construction [10], [12].

## 3. BUILDING DESCRIPTION AND DESIGN ASSUMPTIONS

### 3.1. Geometry configuration and material

The selected case studies correspond to steel MRFs for office occupancy. Two different layouts were selected (Building I and Building II). Building I has 5 bays with 6.0 m in the X-direction and 3 bays with 7.0 m in the Y-direction. Building II has 4 bays with 5.0 m in both X and Y- directions. Since the height of the building is a critical parameter in the analysis, three different heights were considered per building. Figure 1 shows the plan and 3D view of the buildings. The height of the first storey of the buildings is 4.0 m and the height of the other stories is 3.5 m (Figure 2).

Steel square hollow sections (SHS) and IPE steel profiles are used as the structural elements for columns and beams, respectively. The reinforced concrete behaves as a diaphragm for horizontal load, and the beam-to-column joints of the MRFs are designed with rigid full-strength joints. Figure 2 shows the elevation view of the frame buildings, where CW and SW refer to the column and structure's widths and FH and SH refer to the free height and storey height. The concrete slabs were assumed as rigid diaphragms.

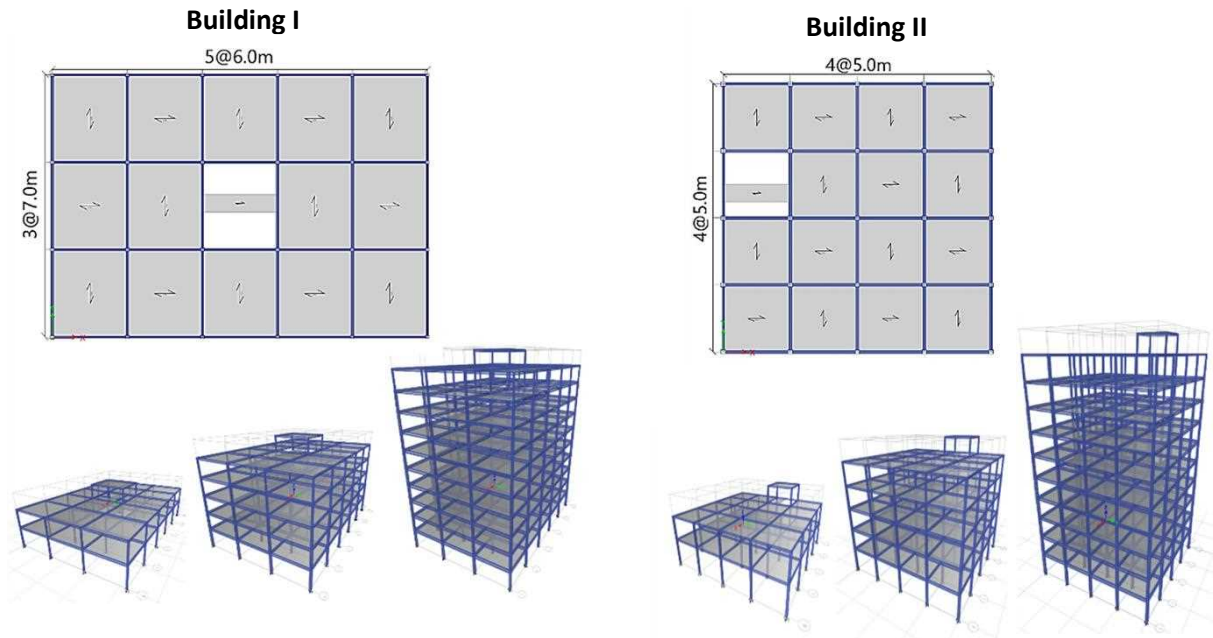


Figure 1 Plan and 3D view of MRFs

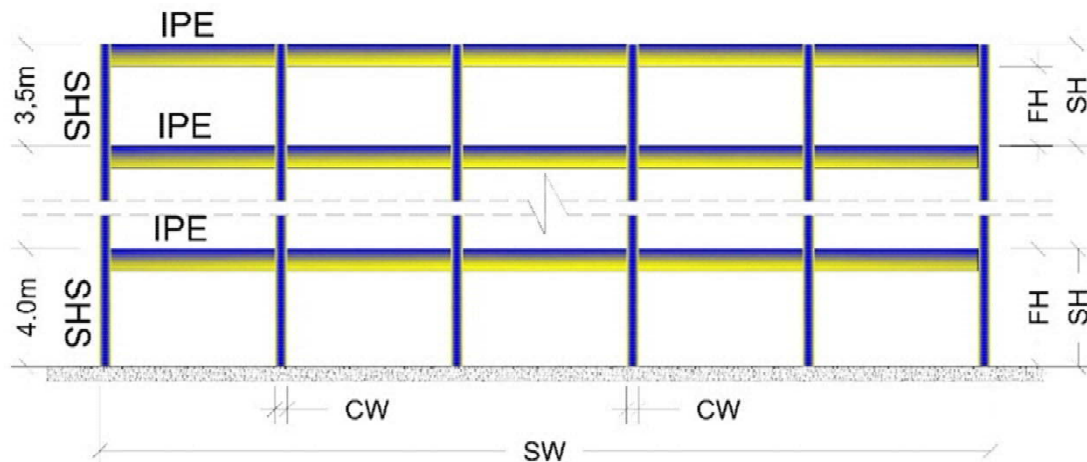


Figure 2 Elevation view of the building I

Steel material with grade S355 was used for the beams and columns. Table 1 reports the mechanical properties of the materials used for the structural elements and the relevant partial safety factors[1], [13].

Table 1 Material properties

Grade	Elements	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MPa)	Y <sub>M</sub>	Y <sub>ov</sub>	E (MPa)
S355	Beams, Columns	355	510	Y <sub>M0</sub> =1.00 Y <sub>M1</sub> =1.00 Y <sub>M2</sub> =1.25	1.00	210000

### 3.2. Vertical permanent and live loads

Permanent (G<sub>k</sub>) and variable (Q<sub>k</sub>) gravity loads, corresponding to office building category type B [14], are summarized in Table 2.

Table 2 Gravity loads for stories and roof [14]

	G <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
Floors	5.6	2.0
Stairs	5.6	4.0
Roof	5.0	0.5 and snow 1.00

### 3.3. Seismic Actions

The parameters selected for the definition of the seismic action correspond to a reference peak ground acceleration equal to  $a_{gR} = 0.25g$  (where  $g$  is the acceleration of gravity), soil type C, spectral shape type 1 and an importance factor ( $\gamma_I$ ) equal to 1.0.

The spectral parameters for soil type C are  $S = 1.15$ ,  $T_B = 0.20$  s,  $T_C = 0.60$  s and  $T_D = 2.00$  s. The lower bound factor equal to  $0.2a_g$  for the design response spectrum was assumed, in reference to clause 3.2.2.5 of the EC8-1 [1]. The design elastic response spectrum is calculated by considering the elastic spectrum. Figure 3 shows both the design response spectra ( $S_d$ ) and the type 1 elastic response spectra ( $S_e$ ) for ground type C with 5% damping.

The MRFs are considered high ductility class structures (HDC) for the calculation of the behaviour factor ( $q$ ). For the regular systems in elevation, the upper limit of  $q$  is calculated using the equation 1 (EC8-1, clause 6.3.2):

$$q = q_0 \alpha_u / \alpha_1 = 5 * 1.3 = 6.5 \quad (1)$$

Where the  $q_0$  and  $\alpha_u / \alpha_1$  are the reference behaviour factor and plastic redistribution parameter[1].

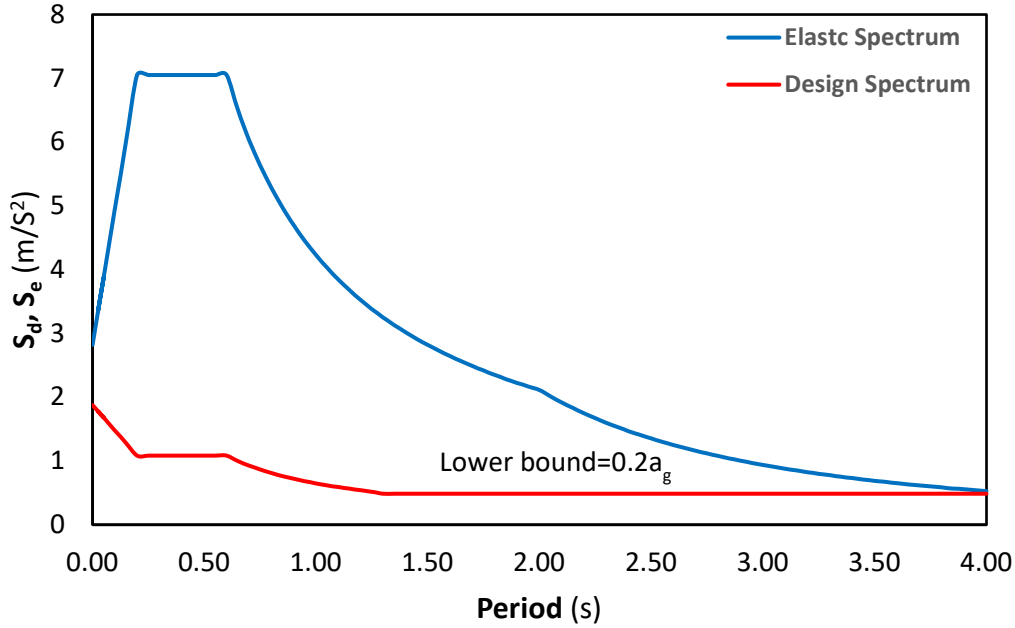


Figure 3 Elastic and design response spectra [1]

### 3.4. Combination of seismic action and mass sources

According to EN 1990, the seismic loads' combination is calculated by Equation 2 and the inertial effects of the design seismic loads (seismic masses) by Equation 3 [15].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \tag{2}$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} * Q_{k,i} \tag{3}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i}$$

Where  $G_{k,j}$  is the value of the permanent load  $j$ , including the self-weight and all dead loads,  $A_{Ed}$  is the design seismic load and  $\psi_{2,i}$  is the combination coefficient, related to the building's use.  $\psi_{E,i}$  is the combination coefficient for the quasi-permanent value of the variable action  $Q_i$ .

The values of  $\psi_{2,i}$ , and the other combination coefficients, are presented in Table 3, according to Annex A1 of EN 1990.

Table 3 Combination coefficient for both seismic actions and seismic masses [15]

Action	$\psi_{2,i}$	$\varphi$	$\psi_{E,i}$
Storey Loads	0.30	0.50	0.15
Roof Loads	0.30	1.00	0.30
Snow (the site project altitude $H > 1000$ m a.s.l.)	0.20	1.00	0.20

### 3.5. Numerical models

The numerical models were developed in Etabs 2016 software [16]. The beams and columns are framed objects which connect two nodes straightly. The behaviour of frame

objects is characterised by beam-column expressions that taking account the three-dimensional deformation due to biaxial bending, biaxial shear, and axial and torsion actions. The slabs are modelled with shell elements. In addition, the information in Table 3.1 of Eurocode 3, part 1-1 is used to introduce the nominal value of the yield stress and the ultimate strength of hot-rolled structural steel.

Due to the regularity of structures, the lateral force method of analysis (EC8-1, clause 4.3.3.2) was performed with attention to the fulfilment of the two following conditions:

- I. The fundamental periods of vibration ( $T_1$ ) be equal or less than the minimum of both values ( $4T_c$  and 2.0 Sec)
- II. Buildings are regular in elevation
- III.

According to EC8-1 clause 4.4.2.2(2), the consideration of second-order effects depends on the value of the drift parameter ( $\Theta$ ): for the case with  $\Theta \leq 0.10$  the second-order effects are neglected and for  $0.10 < \Theta \leq 0.20$  the relevant seismic effect should be multiplied by the  $\alpha$  parameter ( $\alpha = 1/1 - \Theta$ ). The P-delta (second order) effects were less than 0.20 ( $\Theta \leq 0.20$ ), for all the models considered.

Since the structures are fully symmetric, accidental torsional effects were applied to ensure a minimum torsional response (EC8-1 clause 4.3.2. (1)). Thus, an accidental eccentricity ( $e_{ai}$ ) equal to  $\pm 0.05L_i$  was assigned to the centre of mass on each floor. Where  $L_i$  is the floor dimension perpendicular to the direction of the seismic action. The following sections present the results of the structural design of MRFs.

## 4. RESULTS

The calculations were performed for 3 different levels of IDR limitations, particularly 0.50%, 0.75% and 1.00% ( $IDR_{min}$ ,  $IDR_{mid}$  and  $IDR_{max}$ ). In the following sections effect of the selection of IDR limitations from the minimum IDR to the maximum IDR will be presented in terms of material consumption and architectural parameters.

### 4.1. Material consumption

This section presents the results as a function of the IDR value selected, focusing on the consequences in terms of material consumption. Figure 4 shows the spectral shape type 1 for soil type C and the design spectrum for steel MRF frames. It is noticed that the low bound equal to  $0.20a_g$  was considered as the minimum design spectrum. The fundamental period of building I, for different levels of IDR, is also depicted in Figure 4.

The design of the buildings was envisaged in a way that would be as close as possible to common design practice, so, in each storey, all the beams are identical, and the same for the columns. Also, some measures were considered so that a reasonable comparison between the different buildings could be established. Namely, it was pursued that the difference between the IDR limitation for each limitation level (EC8-1) and the demand (calculated numerically) IDR, in each storey, would be equivalent between corresponding buildings.

Figure 4 shows that the fundamental period of the structures increases when the dimensions of the structural sections decrease, and, consequently, the corresponding spectrum value will decrease. However, in some cases, such as high-rise structures, the limitation of the low-bounded design spectrum controls the minimum design spectrum. Due to changes in the fundamental period of middle-rise buildings by applying different IDR limitations, the design spectrum has a different value. Nevertheless, the design spectrum for high-rise buildings is limited by the lower bound and the increase in the

fundamental period does not show a remarkable effect on the value of the design spectrum.

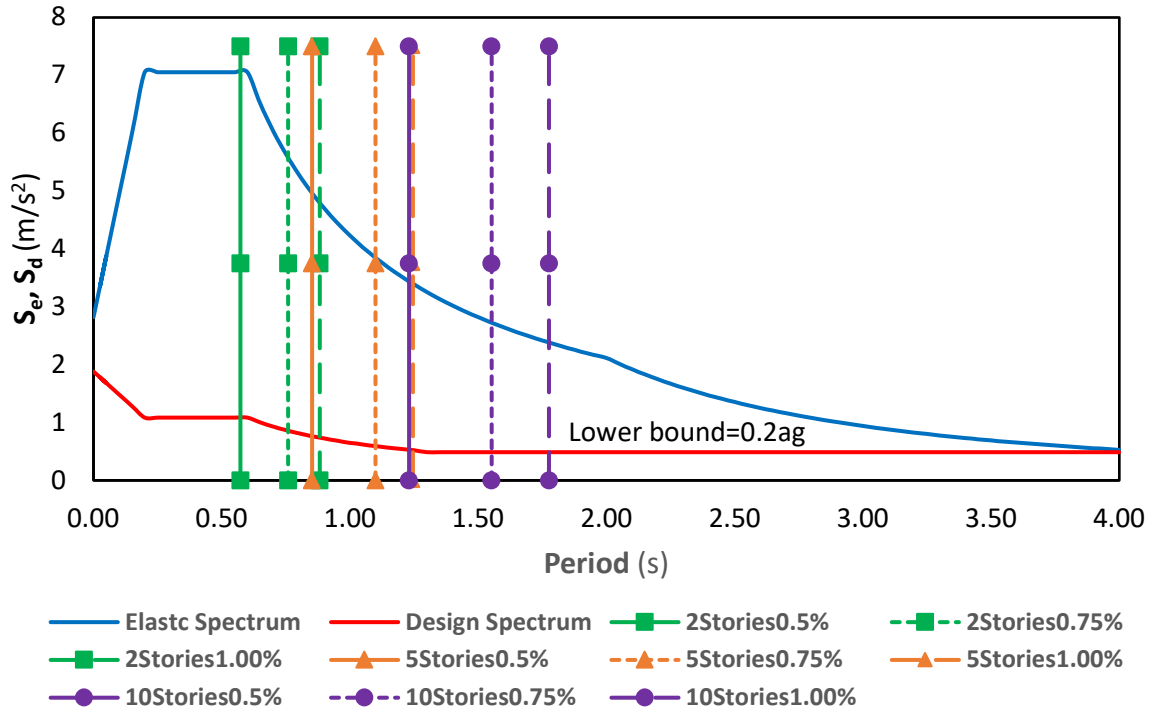


Figure 4 Elastic spectrum, MRF's design spectrum and fundamental period of MRFs (Building I)

Figure 5 summarizes the Total Weight (TW) of consumed steel material for the designed buildings. For each group of buildings, Building I and Building II, the TW parameter is presented individually. The Blue column is related to Building I and the green column represents Building type II.

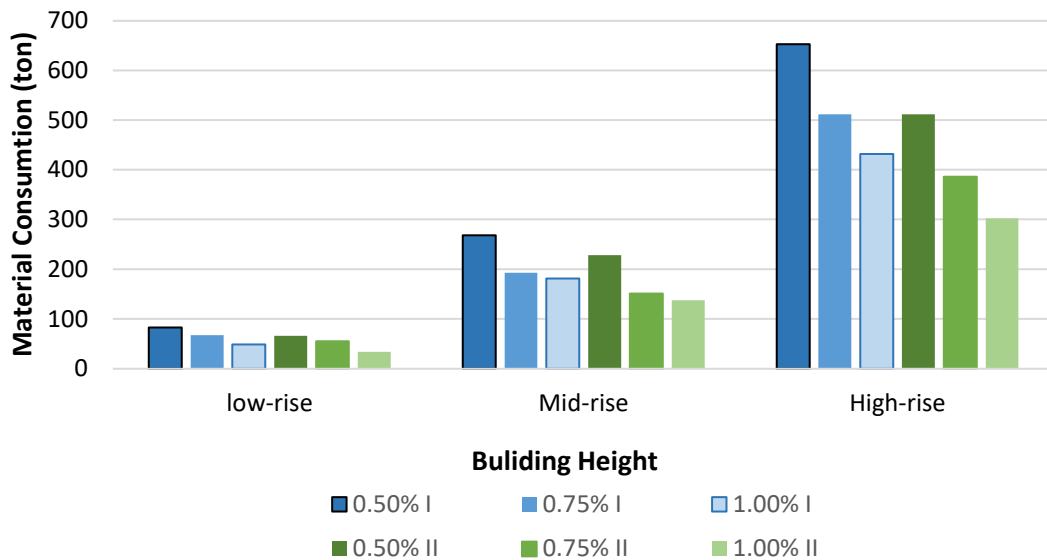


Figure 5 Material consumption

Figure 6 shows the average material consumption of the buildings related to the  $IDR_{min}$  ( $IDR=0.50\%$ ). The results show that the average decrease in consumption of materials

by applying medium (0.75%) and maximum IDR (1.00%) limitation is equal to 76.09% and 60.51% compared to the material needed in case minimum IDR (0.50%) is considered.

In terms of material consumption, the results show that by increasing the damage limitation from  $IDR_{min}$  (0.50%) to  $IDR_{mid}$  (0.75%) and from  $IDR_{min}$  (0.50%) to  $IDR_{max}$  (1.00%) the average usage of steel material for all MRFs with different height reduced 23.91% and 39.49% respectively.

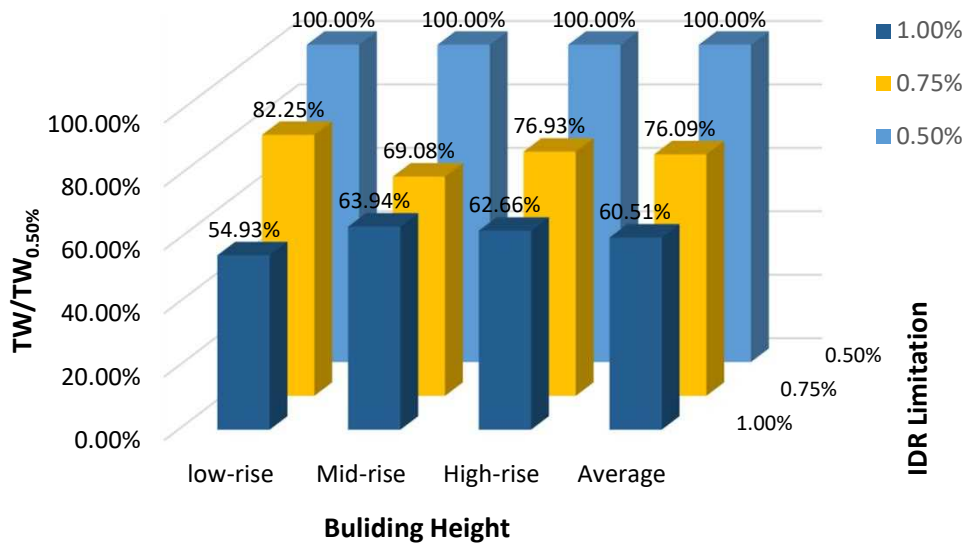


Figure 6 Total weight and comparison total weight with minimum IDR limitation

#### 4.2. Architectural impact

Table 4 presents the changes in the CW/SW (Column Width/Storey Width) and FH/SH (Free Height/Storey Height) ratios in  $IDR_{mid}$  and  $IDR_{max}$  in comparison with the  $IDR_{min}$  ( $IDR_{0.50\%}$ ). This table shows that the average changes for both parameters have a positive effect on architectural parameters. Compared to minimum IDR, the relative free height (FH/SH) parameter has a 1.5% and 2.11% increase for  $IDR_{mid}$  and  $IDR_{max}$ , respectively.

Table 4 Change in CW/SW (Column Width/Storey Width) and FH/SH (Free Height/Storey Height) related to  $IDR_{0.50\%}$

IDR (%)	CW / SW		FH / SH	
	Average (%)	Change Average - Average 0.50% (%)	Average (%)	Change Average - Average 0.50% (%)
0.50	7.31	0.00	88.18	0.00
0.75	6.02	-1.30	89.69	1.50
1.00	5.54	-1.77	90.30	2.11

CW/SW: sum of Column Width /Storey Width in X-direction

FH/SH: Free Height of storey/Storey Height



## 5. CONCLUSION

In this study, the effect of damage limitation limits of EC8-1 on the material consumption and architectural factors for two steel MRFs with different architectural configurations was evaluated. Two types of geometry configurations of the office buildings were considered as Building I and Building II. Each of the building types was designed for 3 levels of height as well as for three levels of recommended damage state limitations (IDR).

To increase the IDR limitation, the EC8-1 considered some limitations which mostly focused on the seismic behaviour of nonstructural elements and their effect on the structural elements during the earthquake events. Hence, the application of flexible connections between nonstructural elements by seismic detailed equipment could satisfy the requirements of the standard to increase the maximum IDR limitation. In addition, using vibration control devices and isolation techniques will probably guarantee that the nonstructural elements have flexible behaviour without limitation in the structural seismic responses.

The following benefits were highlighted by considering the higher damage limitation level:

- In terms of material consumption, the results showed that by increasing the damage limitation from  $IDR_{min}$  (0.50%) to  $IDR_{mid}$  (0.75%) and from  $IDR_{min}$  (0.50%) to  $IDR_{max}$  (1.00%) the average usage of steel material for all MRFs with different height reduced 23.91% and 39.49% respectively.
- The effect of damage limitation levels on the architectural parameters showed that the average relative column width (CW/SW) was reduced by around 1.77% and that the relative free height of the storey (FH/SH) was increased by 2.11% when the damage limitation is increased from the  $IDR_{min}$  to  $IDR_{max}$ .

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge the partial funding provided by the Portuguese Foundation for Science and Technology (FCT) through the doctoral grant 2023.01791.BD, through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit ISISE, reference UIDB/04029/2020, and ARISE, reference LAP/0112/2020.

## 7. REFERENCES

- [1] EN 1998-1:2004. “Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, European Committee for Standardization, rue de Stassart, 36, B-1050 Brussels, 2004.
- [2] A. Filiatrault, D. Perrone, R. J. Merino, and G. M. Calvi, “Performance-based seismic design of nonstructural building elements” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 25, no. 2, pp. 237–269, 2021.
- [3] A. Moeinadini, M. Ziyaeifar, and M. M. Tavakoli, “Evaluation of seismic performance and drift demands of glazed facade systems”, 8<sup>th</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Iran, 2019.
- [4] FEMA E-74, “Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide”, 2012.
- [5] A. JASS14, “Japanese architectural standard specification curtain wall” Aoj (AIJ), Editor, 1996.
- [6] L. Casagrande, A. Bonati, A. Occhiuzzi, N. Caterino, and F. Auricchio, “Numerical investigation on the seismic dissipation of glazed curtain wall equipped on high-rise buildings” *Engineering Structures*, vol. 179, pp. 225–245, 2019.
- [7] FEMA 273, “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Washington, D.C., 1997.

- 
- [8] N. Z. Standard, “*NZS 1170.5: 2004, Structural design actions part 5: earthquake actions-New Zealand*” Wellington, New Zealand: Standards New Zealand, 2004.
- [9] R. Landolfo, F. Mazzolani, D. Dubina, L. S. da Silva, and M. D’Aniello, “*Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas: Eurocode 8: Design of Steel Structures in Seismic Areas*”. General Rules and Rules for Buildings, ECCS. 2017.
- [10] A. Tenchini, M. D’Aniello, C. Rebelo, R. Landolfo, L. S. da Silva, and L. Lima, “Seismic performance of dual-steel moment resisting frames” *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 101, pp. 437–454, Oct. 2014.
- [11] S. A. Hosseini, S. Jordão, C. Rebelo, and C. Bedon, “Control devices to reduce the seismic vibration of glass façade systems: a review,” in *JPEE2022*, Lisbon, Portugal, 2022.
- [12] M.-H. L. E. M. HAZUS and M. L. E. Methodology, “*Earthquake Model HAZUS-MH MR5 Technical Manual*” Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2020.
- [13] EN 1993-1-1:2005. “*Eurocode 3- Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*”, European Committee for Standardization, rue de Stassart, 36, B-1050 Brussels. May 2005.
- [14] EN 1991-1-1:2002, “*Eurocode 1- Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*”, European Committee for the Standardization, Brussels, 2002.
- [15] EN 1990:2002. “*Eurocode 0- Basis of Structural Design*”, European Committee for Standardization, rue de Stassart, 36, B-1050 Brussels. 2002.
- [16] Etabs 2016, “*Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures*” CSI, Berkeley (CA, USA), 2016.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **INFLUÊNCIA DAS PAREDES FORTES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO - ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR**

**MARTA AGANTE**  
Professora Adjunta  
CONSTRUCT - IPLeiria

**HUGO RODRIGUES**  
Professor Associado  
Universidade de Aveiro

**PAULO FERNANDES**  
Professor Coordenador  
CERIS- IPLeiria

**HUMBERTO VARUM**  
Professor Catedrático  
COSTRUCT - FEUP

**ROMAIN SOUSA**  
RISCO  
VIGOBLOCO, SA

### **SUMÁRIO**

Nos últimos anos, a eficiência energética e o conforto acústico dos edifícios tornaram-se requisitos condicionantes na escolha da solução de paredes de enchimento, conduzindo à utilização de unidades de alvenaria com propriedades termoacústicas melhoradas. Estas unidades possuem maior largura, peso e maior número de septos verticais com consequente e previsível aumento da sua robustez, existindo por isso a necessidade de avaliar a influência destas soluções no comportamento de estruturas de betão armado. Neste contexto, o presente trabalho visa analisar a influência das alvenarias de enchimento com características termoacústicas melhoradas no dimensionamento de edifícios porticados de betão armado quando sujeitos à ação Sísmica. Foram avaliados edifícios de várias alturas considerando diferentes distribuições de paredes em altura e no plano.

### **ABSTRACT**

Over the last years, the energy efficiency and acoustic comfort of buildings have become conditioning requirements in the choice of infill wall solution, leading to the use of masonry units with improved thermoacoustic properties. These units have greater width, weight, and a greater number of vertical septa with a consequent and foreseeable increase in their robustness, so there is a need to evaluate the influence of these solutions on the behavior of reinforced concrete structures. In this context, this study aims to analyze the influence of masonry infills with improved thermoacoustic characteristics on the design of reinforced concrete frame buildings when subjected to seismic action. Buildings of various heights were evaluated, considering different distributions of walls in height and plan.

**PALAVRAS-CHAVE:** Paredes fortes de alvenaria de enchimento, Estruturas de betão armado, Comportamento dinâmico, Modelação numérica, Vulnerabilidade sísmica.

## 1. INTRODUÇÃO

Os edifícios de BA com paredes de alvenaria de enchimento representam um sistema de construção amplamente utilizado por todo o mundo. Durante os eventos sísmicos, as paredes de enchimento, geralmente consideradas como elementos não estruturais, podem afetar significativamente o comportamento global da estrutura em termos de rigidez, resistência, alteração dos modos de vibração e das frequências, assim como a capacidade de dissipação de energia no plano [1], [2], [3], [4] e [5]. Embora muitos estudos mostrem que as paredes de enchimento influenciam o comportamento estrutural do edifício sujeito a cargas laterais, a contribuição dos painéis é geralmente negligenciada [1]. Este facto deve-se à complexidade inerente à modelação numérica do painel de enchimento e conseqüentemente à complexidade de análise do modelo global da estrutura.

A formulação de métodos numéricos capazes de descrever o comportamento mecânico das alvenarias é e tem sido uma questão objeto de grande desenvolvimento [2], [6], [7], [8]. A complexidade do seu comportamento está relacionada com as características mecânicas e geométricas das unidades, da argamassa e da ligação entre esses constituintes, mão de obra, interação com a estrutura envolvente, entre outros. Os resultados obtidos a partir de ensaios experimentais são essenciais para desenvolver e calibrar ferramentas numéricas para simular o comportamento estrutural dessas alvenarias, de forma isolada ou integrada nas estruturas de betão armado. Assim, para caracterizar mecanicamente as alvenarias de enchimento utilizadas neste estudo, contruídas com blocos termoacústicos de betão leve de furação vertical, foi necessário realizar ensaios de caracterização mecânica de muretes [9]. Para calibrar o modelo numérico foi necessário aferir o comportamento histerético no plano do pórtico de betão armado considerando a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento, tendo-se realizado um ensaio à escala real de deslocamentos cíclicos no plano até atingir um *drift* de 0,3% [9].

Os edifícios-tipo escolhidos para modelação foram os edifícios PT4, PT6 e PT8, que foram projetados pelo LNEC no âmbito de uma investigação na área do dimensionamento sísmico de elementos estruturais. Os edifícios foram dimensionados de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [10] por forma a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios. A análise sísmica foi baseada no Regulamento de Segurança e Ações [11] considerando forças equivalentes à ação dos sismos aplicadas ao nível dos pisos do edifício [12]. A escolha destes edifícios prende-se com o facto de serem edifícios simples e regulares, facilitando a introdução da estrutura no modelo de análise numérica. Tendo em consideração que a equipa de investigadores do LNEC estudou os edifícios sem considerar os painéis de alvenaria, considera-se interessante avaliar os mesmos edifícios adicionando os painéis de alvenaria de enchimento.

Neste artigo apresentam-se os resultados das análises *pushover*. Analisa-se a influência das alvenarias de enchimento no dimensionamento de edifícios porticado de betão armado quando sujeitos à ação sísmica. Para edifícios de várias alturas (4, 6 e 8 pisos), avaliam-se os seguintes parâmetros: existência de paredes em toda a altura do edifício, a existência de rés-de-chão vazado, a distribuição assimétrica das paredes em planta.

## 2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS

Os edifícios PT possuem um sistema porticado de BA constituído por pilares, vigas e lajes. A estrutura apresenta uma disposição em planta de 20×15 m, com 5 vãos de 4 metros na direção longitudinal e 3 vãos de 5 metros na direção transversal (Fig. 1 (a)). O edifício PT8 é constituído por 8 pisos com pé direito de 3 m, totalizando 24 m de

altura (Fig. 1 (b)). O edifício PT6 é constituído por seis pisos totalizando 18 m de altura e o edifício PT4 possui 4 pisos e uma altura total de 12 metros.

No dimensionamento dos edifícios, considerou-se que estes se encontravam encastrados na base. As características geométricas dos pilares e das vigas do PT4, PT6 e PT8.

No âmbito deste trabalho, foram realizadas análises tridimensionais dos três edifícios, sem paredes de enchimento (*Bare Frame* - BF) e com paredes de enchimento de blocos de betão leve de furação vertical com 315 mm de espessura. Na análise dos três edifícios com paredes de enchimento, foram consideradas três situações: paredes de enchimento em toda a altura do edifício (*Full Infill* - FI), rés-de-chão vazado (*Weak Story* - WS) e painéis de alvenaria em apenas duas fachadas ortogonais (*Asymmetrical* - ASS). Foram estudadas ao todo 12 tipologias. Como exemplo, na Tabela 1 estão apresentadas as tipologias estudadas do edifício PT6.

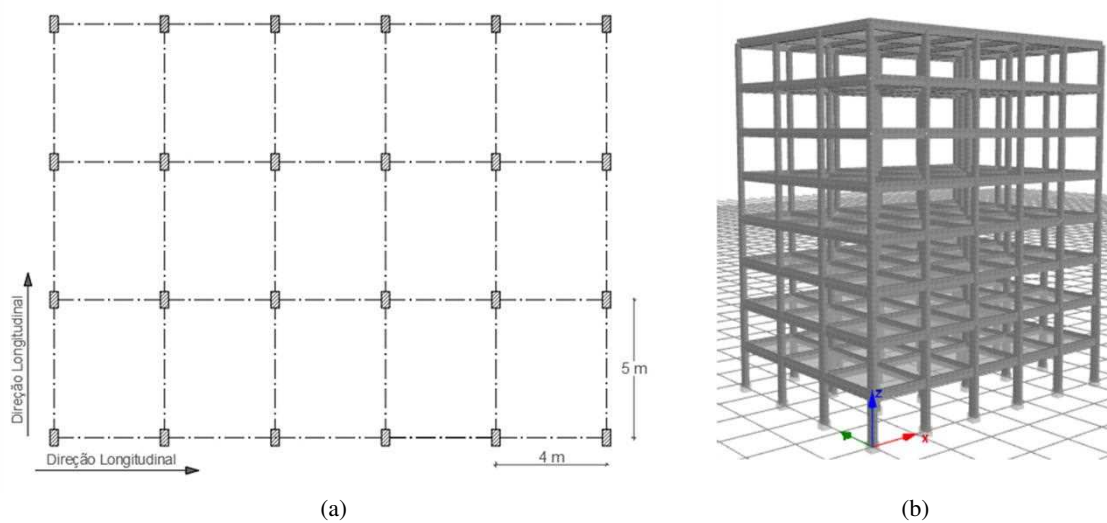
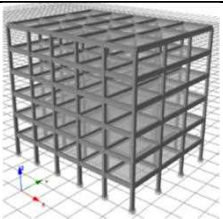
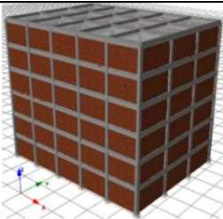
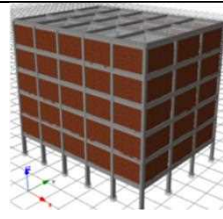
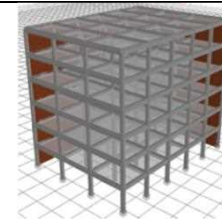


Fig. 1 - Edifício PT8: (a) Geometria em planta e (b) Perspetiva 3D da estrutura

Tabela 1- Tipologias estudadas do edifício PT6.

	BF	FI	WS	ASS
PT6				

### 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A ferramenta de modelação numérica utilizada foi o programa *SeismoStruct*. Este é um programa de elementos finitos de análise estrutural, capaz de realizar análises estáticas e dinâmicas no tempo, considerando o comportamento não linear geométrico e material, permitindo a visualização de todos os dados necessários a essas análises.

Uma estrutura quando sujeita à ação sísmica sofre deformações que forçam os materiais que a constituem a entrar no domínio não-linear do seu comportamento. Assim, para realizar uma análise não-linear de uma estrutura quando sujeita à ação de

um sismo, o modelo deve considerar a não linearidade do material. Os modelos de elementos finitos capazes de representar o comportamento não-linear podem dividir-se em dois grandes grupos: um que idealiza a plasticidade concentrada e outro que considera a plasticidade distribuída [13]. Neste estudo foi adotado o modelo de plasticidade distribuída, que permite modelar a propagação da não-linearidade ao longo do comprimento do elemento através da consideração de pontos de integração localizados ao longo do elemento.

### 3.1. Modelo de comportamento do betão e do aço

O programa *SeismoStruct* tem disponíveis vários modelos diferentes de comportamento do betão para carregamentos cíclicos, tendo sido adotado para o presente trabalho o modelo de comportamento não linear de Mander, Priestley and Park [14]. Dos três modelos de comportamento para o aço disponíveis no programa *SeismoStruct*, escolheu-se o modelo de aço Menegotto-Pinto [15]. A memória descritiva dos edifícios PT refere que o betão utilizado é de classe B25 e o aço é da classe A400ER.

### 3.2. Modelação das paredes de enchimento

Neste estudo a modelação das paredes de alvenaria foi realizada através do modelo da biela diagonal equivalente desenvolvido por Crisafulli and Carr [7], onde cada parede de alvenaria é representada por quatro bielas e duas molas de comportamento não-linear. Em cada direção, as duas bielas transmitem os esforços e as deformações nos dois cantos diagonalmente opostos e a mola contabiliza a resistência e o deslizamento das juntas. As duas molas são ativadas alternadamente, apenas na diagonal que está em compressão.

Para realizar análises não-lineares de estruturas de BA preenchidas com painéis de alvenaria é necessário modelar o comportamento histerético das bielas equivalentes e da mola de deslizamento. As bielas diagonais equivalentes utilizam o modelo de comportamento histerético desenvolvido por Crisafulli and Carr [7], que consiste em cinco leis que têm em conta a possibilidade de diferentes modos de tensão e a biela de deslizamento utiliza uma lei de comportamento histerético bilinear. A aplicação do modelo implica o cálculo de parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos para definir o comportamento das alvenarias.

### 3.3. Calibração dos edifícios PT

A calibração do edifício PT8 foi efetuada comparando a frequência fundamental do modelo numérico com a frequência fundamental obtida no estudo do LNEC. Na calibração considerou-se a estrutura sem paredes de alvenaria, uma vez que o valor calculado da frequência fundamental no estudo do LNEC não preconizava a existência de paredes. O valor da frequência fundamental obtido no modelo numérico do PT8 revelou-se próximo do valor do estudo [9].

### 3.4. Calibração dos parâmetros na modelação das paredes de alvenaria

A calibração do modelo foi efetuada comparando os resultados obtidos no ensaio experimental com os resultados numéricos. Realizou-se uma abordagem iterativa que consistiu em ajustar os parâmetros do modelo até que as curvas histeréticas simuladas reproduzissem de forma adequada as curvas histeréticas do ensaio [9]. Neste processo, verificou-se que os parâmetros que tiveram uma maior influência na calibração do modelo foram: o módulo de elasticidade da parede de enchimento, a

resistência à compressão, a extensão máxima, a extensão última, a tensão de deslizamento, o coeficiente de atrito e a redução da área da biela equivalente. No trabalho de investigação de Agante M. [9], estão apresentados os parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos adotados na calibração das paredes de enchimento.

#### 4. ANÁLISE MODAL

A partir da análise modal realizada em cada edifício, determinaram-se as frequências correspondentes aos três primeiros modos de vibração, assim como as respectivas configurações modais. Esta análise permitiu perceber de que forma é que a presença de paredes de alvenaria de enchimento modifica as características dinâmicas dos edifícios. Os valores das frequências fundamentais e dos respetivos períodos calculados para cada edifício, foram utilizados nas análises *pushover*.

A partir da análise da Tabela 2, e das configurações correspondentes ao primeiro modo de vibração para os vários edifícios PT (Fig. 2), verifica-se que, em comparação com o modelo sem paredes, a presença das alvenarias em toda a altura dos edifícios mudou a direção do primeiro modo de vibração, passando de um modo de translação na direção  $x$ , para um modo de translação na direção  $y$ . Também se verifica que, a consideração de paredes de enchimento em duas direções ortogonais (ASS), alterou a configuração correspondente ao primeiro modo de vibração das estruturas, passando de modo de translação na direção  $x$ , para um modo que associa torção e translação nas direções  $x$  e  $y$ . Os modelos sem alvenaria no rés-de-chão mantêm a direção do primeiro modo de vibração, relativamente aos modelos sem paredes de alvenaria. Nos modelos de paredes sem alvenaria, o modo de vibração indica um deslocamento relativamente constante ao nível de todos os pisos, enquanto nos modelos com o rés-de-chão vazado se verificam maiores deslocamentos no piso 1, indicando um mecanismo de *soft-story*.

Pode observar-se que a presença de alvenarias em toda a altura do edifício aumentou a frequência fundamental relativamente aos valores verificados sem paredes de alvenaria, cerca de 2.5 vezes para o PT4, 1.6 vezes para o PT6 e 1.3 vezes para o PT8, o que está de acordo com a gama de valores reportados na literatura. As frequências fundamentais dos edifícios de rés-de-chão vazado são cerca de 40% a 50% superiores às frequências fundamentais dos edifícios sem paredes de alvenaria, enquanto as frequências fundamentais dos edifícios assimétricos são cerca de 15% superiores. Verifica-se que nos três edifícios sem alvenarias de enchimento, o valor da frequência do segundo modo é muito próximo do valor da frequência do terceiro modo, sendo o segundo modo de translação e o terceiro de torção, ambos com uma percentagem de participação modal efetiva na ordem dos 75% a 80%.



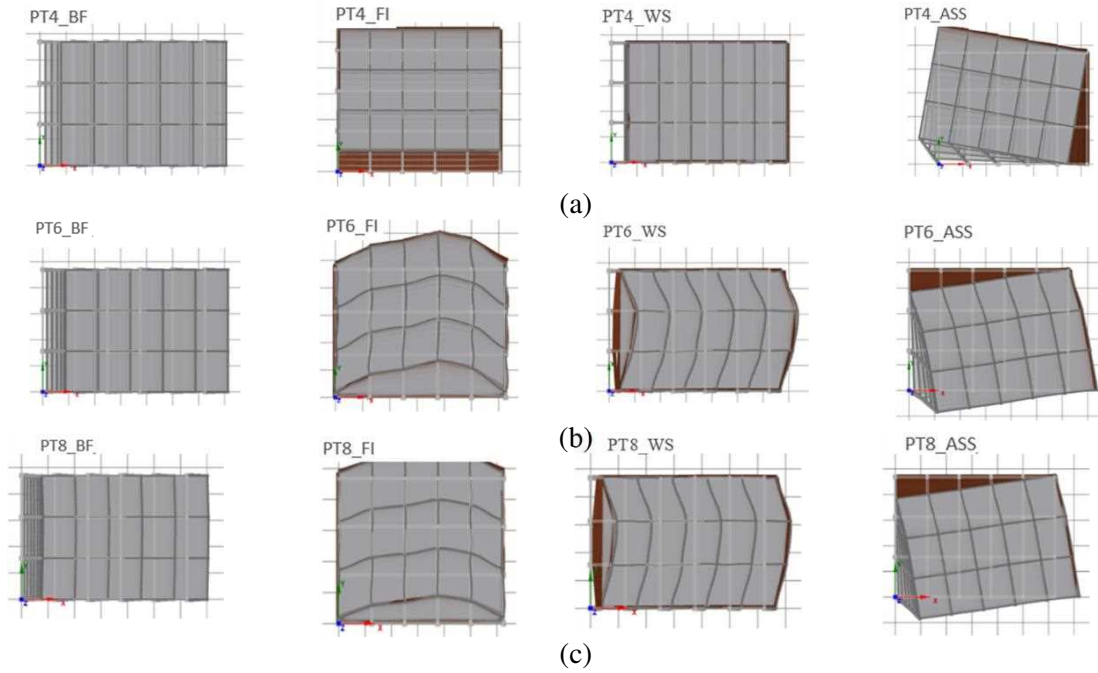


Fig. 2 – 1º modo de vibração dos edifícios: (a) PT4; (b) PT6 e (c) PT8

Tabela 2- Frequências relativas ao primeiro modo de vibração.

1º MODO	PT4				PT6				PT8				
	Edifício	DIR.	$f_i$ [Hz]	$\frac{f_i}{f_{BF}}$	$M_{MODAL}$ [%]	DIR.	$f_i$ [Hz]	$\frac{f_i}{f_{BF}}$	$M_{MODAL}$ [%]	DIR.	$f_i$ [Hz]	$\frac{f_i}{f_{BF}}$	$M_{MODAL}$ [%]
PT_BF		$U_x$	1.54	1.00	87.1	$U_x$	1.09	1.00	83.4	T	0.87	1.00	80.7
PT_FI		$U_y$	3.84	2.50	88.5	$U_y$	1.77	1.62	63.5	T	1.15	1.32	65.3
PT_WS		$U_x$	2.29	1.49	99.5	$U_x$	1.51	1.39	83.3	T	1.34	1.54	84.0
PT_ASS		$U_x U_y T$	1.75	1.14		$U_x U_y$	1.23	1.13		$U_x U_y T$	0.99	1.15	

## 5. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR: PUSHOVER ADAPTATIVO

### 5.1. Curvas de capacidade

Para cada tipologia de edifício estudado, foi determinada a curva de capacidade (ver Fig.5, Fig.6 e Fig.7) e a partir dessa curva, determinaram-se os valores de rigidez inicial da estrutura, corte basal máximo e deslocamento de cedência, que estão apresentados na Tabela 3. No geral, a presença de alvenarias de enchimento conferiu uma maior rigidez à estrutura e conseqüentemente uma menor ductilidade. De seguida apresenta-se de uma forma resumida, algumas conclusões às análises dos parâmetros atrás referidos, sendo a análise realizada em termos comparativos aos valores obtidos nos edifícios sem paredes de alvenaria, PT<sub>BF</sub>:

Tabela 3- Valores da rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência, da análise *pushover* dos edifícios PT4, PT6 e PT8 - Direção x e y

Direção x	Edifício	$K_{0,i}$	$F_{y,i}$ [kN]	$d_{y,i}$ [M]	Direção y	Edifício	$K_{0,i}$	$F_{y,i}$ [kN]	$d_{y,i}$ [M]
		PT4_BF	63268	2201		0.084		PT4_BF	72413
	PT4_FI	658547	3265	0.010		PT4_FI	416382	3803	0.027
	PT4_WS	206988	2223	0.023		PT4_WS	253647	3261	0.028
	PT4_ASS	267569	2534	0.021		PT4_ASS	261966	2767	0.030
	PT6_BF	46770	2565	0.111		PT6_BF	57926	4324	0.116
	PT6_FI	500747	3521	0.014		PT6_FI	334360	5006	0.051
	PT6_WS	217469	2645	0.024		PT6_WS	313643	4764	0.046
	PT6_ASS	179323	2753	0.029		PT6_ASS	214381	4102	0.054
	PT8_BF	33721	3123	0.190		PT8_BF	55719	5089	0.142
	PT8_FI	374299	4222	0.031		PT8_FI	252375	6146	0.083
	PT8_WS	219774	3320	0.029		PT8_WS	299264	6223	0.074
	PT8_ASS	142035	3094	0.046		PT8_ASS	203763	3570	0.056

**Edifícios PTFI:** (i) Os edifícios PT<sub>FI</sub> são os que apresentam maiores valores de rigidez inicial. A exceção regista-se no edifício PT8<sub>WS</sub>, na direção y, onde a curva de capacidade mostra-se superior à curva de capacidade do edifício PT<sub>FI</sub>, este facto pode ser justificado pela não adequabilidade das análises *pushover* em edifícios com irregularidades em altura. Os edifícios PT<sub>BF</sub> são os que apresentam menor rigidez inicial e maiores deslocamentos; (ii) Independentemente da altura do edifício em análise, verificou-se que nos edifícios PT<sub>FI</sub> a rigidez inicial aumentou cerca de 10 a 11 vezes na direção x e entre 4 a 5 vezes na direção y. Consequentemente, verifica-se um decréscimo na ductilidade e o deslocamento de cedência diminui cerca de 90% na direção x e entre 40 a 70% na direção y; (iii) Aumento da força de corte basal máxima entre 40 a 50% na direção x e cerca de 20% na direção y.

**Edifícios PTWS:** (i) Verifica-se que à medida que a altura dos edifícios em análise vai aumentando, também aumenta o valor da rigidez inicial, sendo 3.3 vezes maior para PT4<sub>WS</sub>, 4.6 para o PT6<sub>WS</sub> e 6.5 para o PT8<sub>WS</sub>; (ii) O valor de corte basal máximo não apresenta aumentos significativos na direção x, sendo cerca de 10 a 20% superior na direção y.

**Edifícios PTASS:** (i) A rigidez inicial é 33.8 a 4.4 vezes superior na direção x e 3.7 vezes superior na direção y; (ii) O deslocamento de cedência sofreu uma redução de 75% na direção x e de cerca 60% na direção y; (iii) O valor de corte basal sofreu um acréscimo de 10 a 20% na direção x e diminuiu 10 a 30% na direção y.

## 5.2. Exigências de deformação

Apresentam-se na Fig. 3 os perfis de deslocamentos resultantes da análise *pushover* e na Fig. 4 os perfis de *drift*. Todos os perfis de deslocamentos e de *drift* foram desenhados a partir das leituras de deslocamentos por piso (nos nós que pertencem ao alinhamento vertical assinalado nas figuras) para o ponto correspondente ao Estado Limite de Danos significativos.

Analisando os perfis de deslocamento e de *drift* verifica-se a ocorrência do mecanismo *soft-storey* ao nível do primeiro piso, em todos os edifícios de rés-de-chão vazado estudados. A exceção acontece na direção y nos modelos PT6<sub>WS</sub> e PT8<sub>WS</sub>.

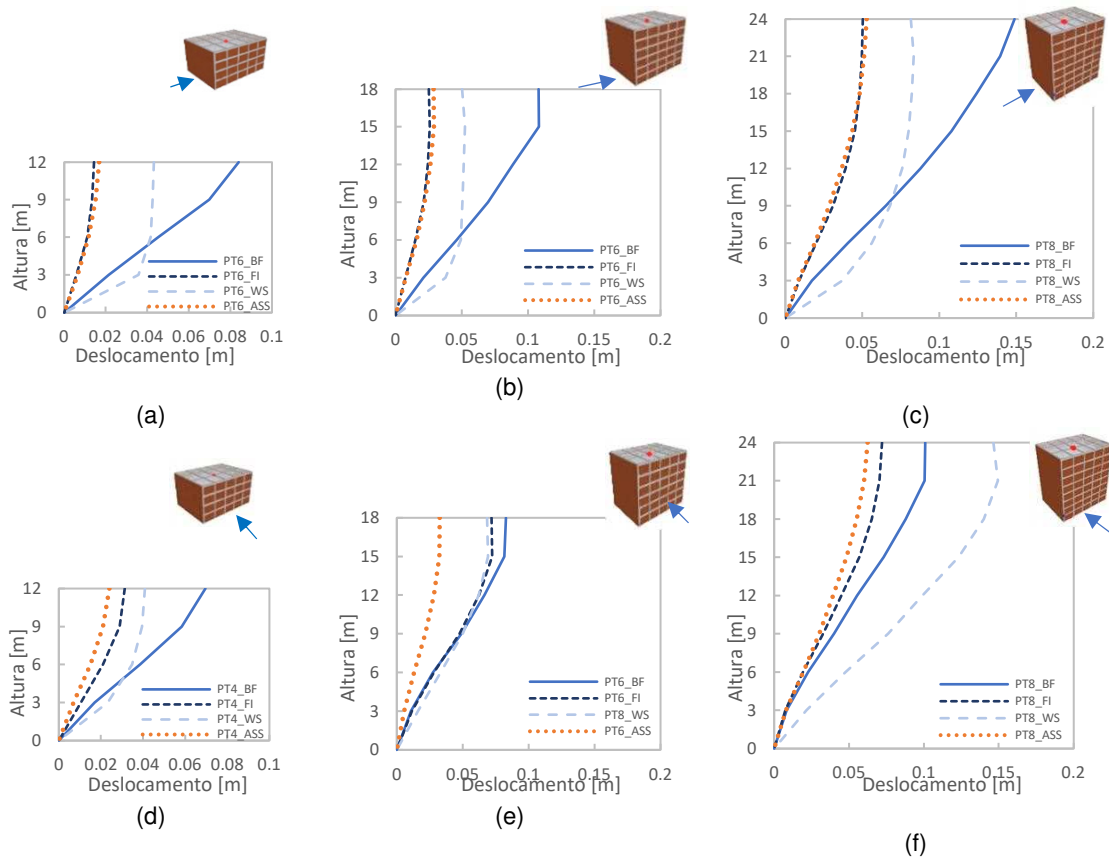


Fig. 3 – Perfis de deslocamento para os edifícios PT nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos: (a) PT4\_x; (b) PT6\_x; (c) PT8\_x; (d) PT4\_y; (e) PT6\_y; e (f) PT8\_y

Nos modelos sem paredes de alvenaria, PT<sub>BF</sub>, verifica-se que os deslocamentos em cada piso e os *drifts* correspondentes são distribuídos de forma uniforme em altura, não mostrando singularidades devido à mudança de secção dos pilares, que acontece de dois em dois pisos. A partir do 1<sup>o</sup>-2<sup>o</sup> piso, são os PT<sub>BF</sub> que registam a maior envolvente de deslocamentos. A exceção regista-se, mais uma vez, no edifício PT8 na direção transversal (direção y), onde é o PT8<sub>WS</sub> que regista a maior envolvente de deslocamentos.

Nos modelos com paredes de alvenaria em toda a altura do edifício, PT<sub>FI</sub>, os deslocamentos medidos mostram-se mais conservativos, para o mesmo limite. Mas são os edifícios PT<sub>ASS</sub> que exibem menores deslocamentos por piso nas três alturas analisadas, na direção y. Esta ocorrência deve-se ao facto do deslocamento-alvo relativamente ao E. L de Danos Significativos ocorrer mais cedo nos edifícios assimétricos, ver Fig.5, Fig.6 e Fig.7.

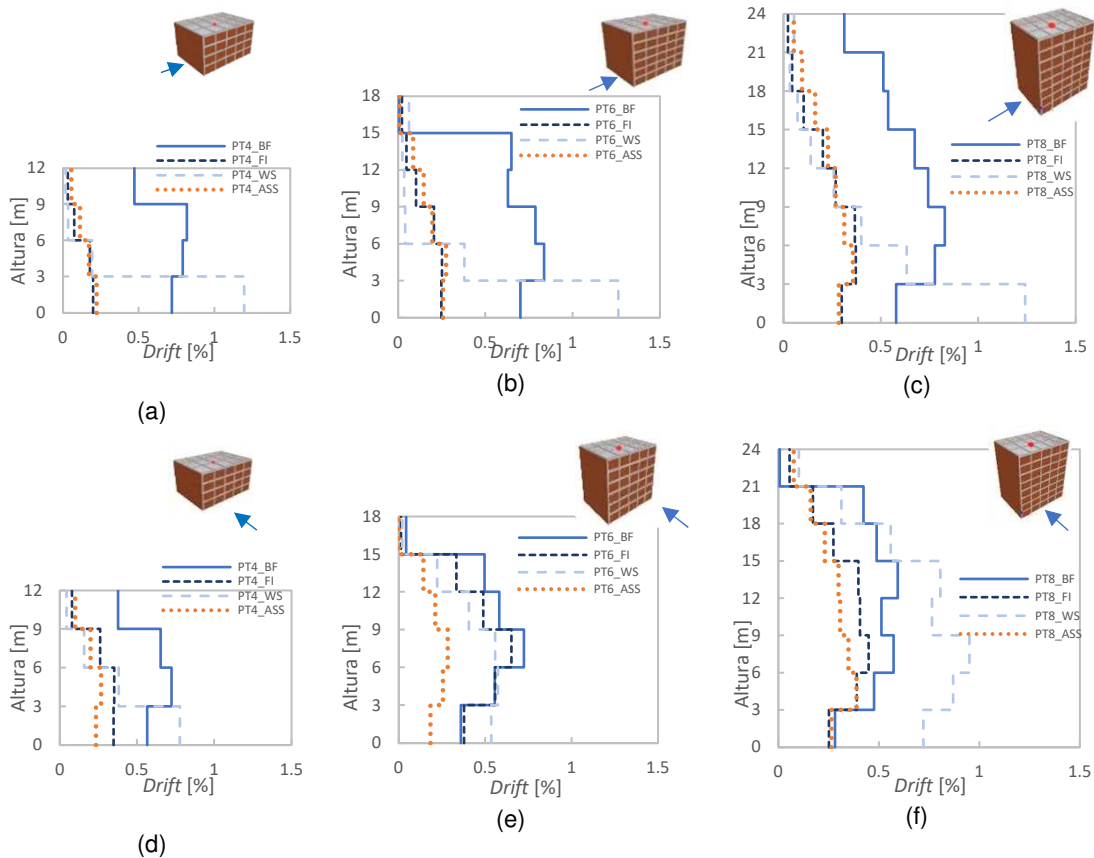


Fig. 4 – Perfis de *drift* para os edifícios PT nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos: (a) PT4\_x; (b) PT6\_x; (c) PT8\_x; (d) PT4\_y; (e) PT6\_y; e (f) PT8\_y

### 5.3. Análise de desempenho dos edifícios

Foram desenhados sobre as curvas de capacidade definidas a partir da análise *pushover*, os pontos de desempenho correspondentes aos diferentes níveis de perigosidade sísmica, determinados de acordo com o método N2 (ver Fig.5, Fig.6 e Fig.7). Estes pontos permitem identificar o instante a que corresponde a solicitação imposta pela ação sísmica sob a forma de espectros de resposta elásticos caracterizados por três períodos de retorno específicos correspondentes aos três estados limites: Limitação de Dano (DL), Danos Severos (SD) e Colapso Iminente (NC). Segundo a metodologia de avaliação estrutural preconizada pelo EC8-3 [16], a verificação da segurança sísmica, realiza-se através da verificação da resistência ao corte e da rotação da corda última de todos os elementos estruturais. Isto é, a estrutura satisfaz os requisitos de segurança se, para os instantes definidos para os pontos de desempenho (DL, SD e NC), os efeitos das ações forem inferiores à resistência regulamentar em cada elemento estrutural. Para melhor observar a verificação da resistência dos elementos estruturais dos edifícios, foram assinalados nas curvas de capacidade os pontos correspondentes ao primeiro instante em que a solicitação de um determinado elemento supera a sua resistência relativamente ao corte (*Shear*), e à flexão, rotação máxima da corda (*Bending*). Foram também registados os pontos onde ocorre a cedência da corda (*Yield*).

Para o nível de perigosidade sísmica correspondente ao E. L. de Danos significativos, verifica-se que: (i) apenas o edifício PT4<sub>ASS</sub> verifica a segurança ao corte; (ii) Comparando o dano nos edifícios PT<sub>FI</sub> com o dano dos edifícios PT<sub>BF</sub>, verifica-se que as paredes de enchimento dispostas em toda a altura do edifício, têm um efeito protetor da estrutura, já que o dano registado é francamente menor;

Para o nível de perigosidade sísmica mais baixo, E. L. de Danos significativos, verifica-se que todos os edifícios verificam a segurança à rotação da corda na cedência, uma vez que os pontos Yield, ocorreram na sua maioria após os pontos SD, correspondentes ao E. L. de Danos Significativos. A exceção verifica-se nos edifícios PT<sub>WS</sub> em que a cedência de alguns elementos estruturais acontece antes do nível sísmico médio.

Relativamente à segurança ao mecanismo de flexão (*Bending*), verifica-se que todos os edifícios verificam a segurança, uma vez que os pontos correspondentes ao primeiro instante em que a solicitação supera a sua resistência, surge sempre após o ponto de desempenho NC, correspondente ao E. L. de Colapso iminente.

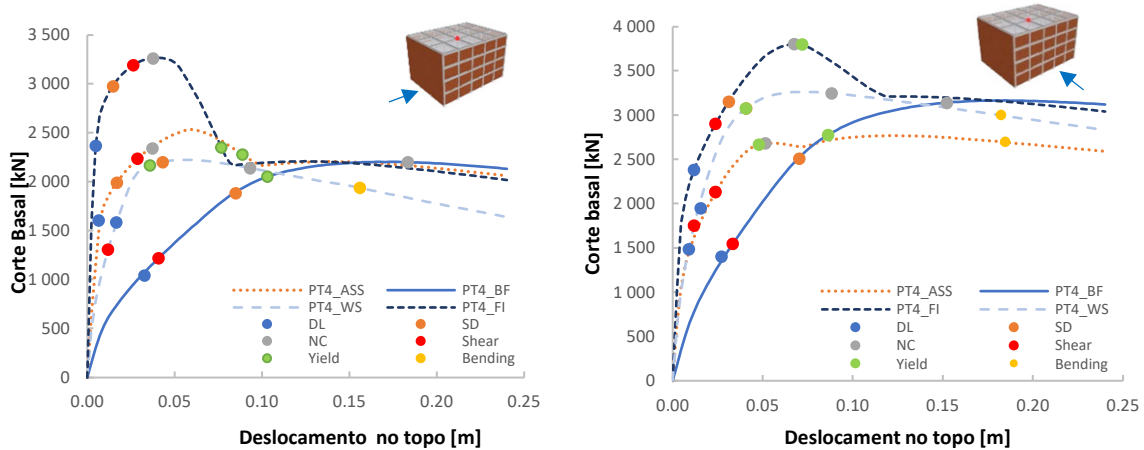


Fig.5 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT4 e os respetivos pontos de análise

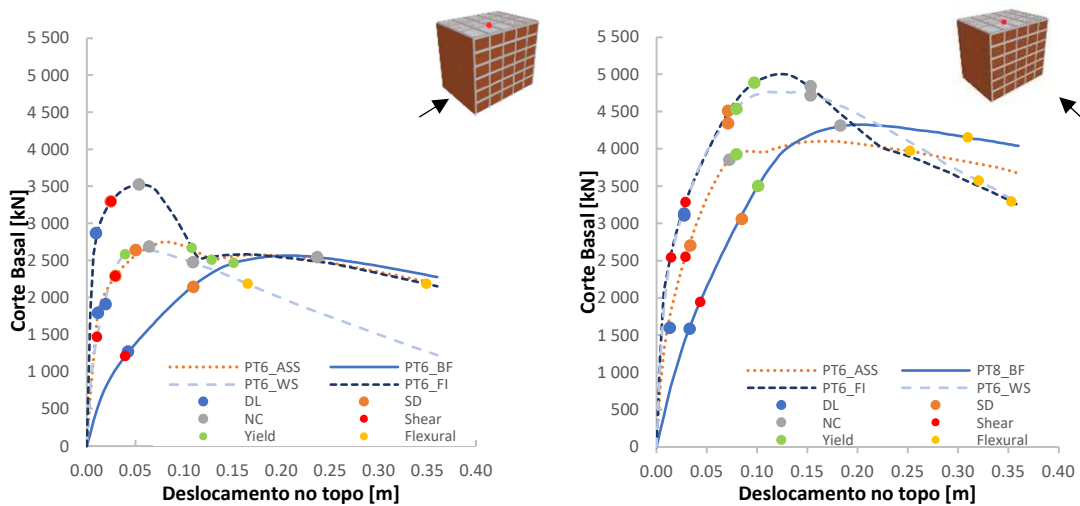


Fig.6 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT6 e os respetivos pontos de análise

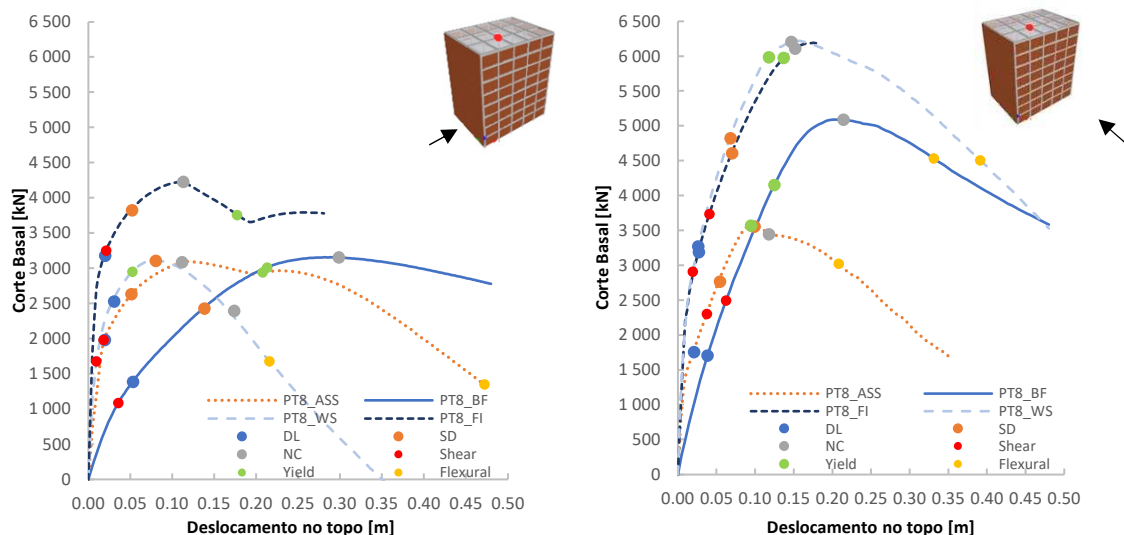


Fig.7 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT8 e os respetivos pontos de análise

## 6. CONCLUSÕES

Do estudo paramétrico numérico, por análise estática não linear (*pushover*), destacam-se as seguintes conclusões:

- Verificou-se que a presença deste tipo de alvenarias de enchimento com características termoacústicas melhoradas pode alterar a configuração do primeiro modo de vibração dos edifícios, assim como a frequência fundamental desses edifícios;
- Dependendo da distribuição dos painéis de alvenaria, a presença destas alvenarias de enchimento confere uma maior rigidez inicial à estrutura e uma menor ductilidade. Relativamente ao corte basal máximo, este aumenta bastante para os edifícios com paredes em toda a altura, enquanto nos edifícios com rés-de-chão vazado e nos edifícios com distribuição assimétrica de paredes de fachada, esse aumento é menos acentuado;
- O estudo permitiu concluir que, na generalidade dos edifícios, se recomenda a consideração destas paredes de alvenaria de enchimento de fachada no dimensionamento das estruturas porticadas em betão armado à ação sísmica, exceto nos casos em que as mesmas preenchem a totalidade das fachadas, situação em que podem ter um papel protetor da estrutura.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] F. Pinho, “Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados,” Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2007.
- [2] N. Tarque, C. Leandro, C. Guido, and S. Enrico, “Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling,” *Earthquakes Struct.*, vol. 8, no. 3, pp. 733–759, 2015.
- [3] A. Kappos and F. Ellul, “Seismic design and performance assessment of masonry infilled r/c frames,” *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng. Auckland, New Zeal.*, pp. 1–8, 2000.
- [4] H. Varum, H. F. P. Rodrigues, A. F. Furtado, and A. Arêde, “Desempenho sísmico de edifícios: Lições de sismos recentes,” in *Risco Sísmico. Aprender com o passado*, no. July, RISCOS, 2019, pp. 47–62.
- [5] A. Messaoudi, R. Chebili, H. Mohamed, and H. Rodrigues, “Influence of Masonry

- Infill Wall Position and Openings in the Seismic Response of Reinforced Concrete Frames,” *Appl. Sci.*, vol. 12, no. 19, 2022.
- [6] C. Z. Chrysostomou and P. G. Asteris, “On the in-plane properties and capacities of infilled frames,” *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 385–402, Aug. 2012.
- [7] F. J. Crisafulli and A. J. Carr, “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 40, no. 2, pp. 69–77, 2007.
- [8] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, and H. Varum, “Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 45, no. 4, pp. 507–524, Apr. 2016.
- [9] M. Agante, “Influência de novas soluções de alvenaria de enchimento no dimensionamento de edifícios porticados de betão armado,” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2022.
- [10] “Decreto-Lei n.º 349-C/83 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado,” *Porto Ed.*, 1983.
- [11] “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, Dec. Lei 211/86.” 1983.
- [12] E. Carvalho and E. Coelho, “Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação-Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios vol. II,” Lisboa, 1984.
- [13] R. Ribeiro, R. Monteiro, and R. Delgado, “Comparação de Modelos com Não Linearidade Concentrada ou Distribuída na Análise ‘ Pushover ’ de Edifícios em Betão Armado,” in *BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2008*, 2008, pp. 1–10.
- [14] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988.
- [15] M. Menegotto and P. E. Pinto, “Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending,” *Proc. IABSE Symp. Resist. Ultim. Deform. Struct. Acted by Well Defin. Loads*, pp. 15–22, 1973.
- [16] IPQ, *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010b, 2010.

## **INSIGHTS ABOUT THE IMPACTS OF THE ASPECT RATIO AND STRENGTH OF INFILLS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF INFILLED RC FRAMES**

**HOSSAMELDEEN MOHAMED**

Associate Professor  
Aswan University

**XAVIER ROMÃO**

Assistant Professor  
FEUP

### **ABSTRACT**

Developing reliable numerical models for infill walls has become essential given their evident contributions to the overall performance of RC frames. For probabilistic-based analyses, the single strut approach is often used to simulate masonry infills due to their inherent simplicity and their relatively low computational cost. However, due to the variability of the material and geometric characteristics of infill walls, it is essential to consider these aspects to define the properties of strut models. In this context, this study discusses the specific effects that the aspect ratio and the strength of the masonry infill have on the global performance of infilled RC frames. To support the discussion, three frames with three aspect ratios (frame height/span length) have been analysed using a detailed finite element modelling approach with three types of infills in terms of strength (weak, moderate, and strong infills). The infill contribution to the behaviour of each case was assessed to address the influence of the aspect ratio and the strength on the global performance of the infilled RC frames. Overall, the study highlights the need for further research addressing the uncertainty associated with using predefined empirical expressions that do not adequately consider the effect of certain infill characteristics, namely its geometric and mechanical characteristics, to define the properties of strut models.

**Keywords:** Reinforced concrete frames, numerical modelling, detailed finite element modelling, strut model.



## 1. INTRODUCTION

Diversity is a prominent aspect of building stocks around the world, reflecting different architectural purposes and materials. Regional-scale performance-based earthquake engineering (PBEE) studies try to reflect this diversity by considering different characteristics of reinforced concrete (RC) frames taxonomy [1, 2]. These characteristics include the building age, geometric aspects, seismic design level, etc. (see [1, 3-5] among others). In a complimentary way, the contribution of infill walls is increasingly being identified as essential for a realistic representation of the overall behaviour of RC frames, given their significant impact on performance. In this context, single strut models are found to be an efficient modelling approach for PBEE due to their simplicity and affordable computational cost. The parameters of strut models should be mostly driven by experimental data. However, due to the scarcity of such data regarding infill walls and the manifold parameters relevant for modelling their behaviour, existing PBEE studies either use strut models whose parameters are based on empirical data that might not be relevant for the structures under analysis or discard the structural contribution of infill walls altogether [6, 7]. Therefore, it is essential to develop reliable numerical models for infill walls, as they have a significant impact on the overall performance of RC frames under earthquake loading.

Strut models were developed in response to the observation by [8] that infill walls act as braces for the surrounding RC frame. Since then, several studies (e.g., see [9-14] and references therein) have been proposed to quantify the structural contribution of infills. Due to the cost and resources involved in experimental tests, existing strut model properties have typically been derived from a single test [15] with a single or a limited number of specimens, rather than from regression analyses based on a database of experimental results. As a result, the estimates of the strut model parameters have a significant level of uncertainty [16-18]. This uncertainty can be even greater when the parameters are estimated across different types of infills with various material and geometric properties, as commonly considered in regional-scale PBEE studies [18-20]. In light of this, the proposed study investigates the effect of the geometric and material variability of infill walls, more specifically the aspect ratio and the strength of the infill, on the global performance of infilled RC frames. A validated numerical modelling strategy is used to model several RC frame specimens with several aspect ratios and mechanical properties. The study highlights the urgent need to develop models that consider these parameters, and the need to define a more comprehensive approach that can accommodate the variability of infill walls.

## 2. RESEARCH METHODOLOGY AND MODELLING

To study the significance of the variation of infill wall characteristics, three frames with different infill walls were modelled. Table 1 presents the main characteristics of the considered cases, and Figure 1 defines these variables. Detailed Finite Element (DFE) analysis is performed using ANSYS to accurately capture the contribution of infill walls under lateral loading. The validated finite element modelling approach proposed in [21] is adopted in this study. Figure 2 shows the schematic finite element mesh components for a one-bay and one-story masonry-infilled RC frame to illustrate the adopted modelling strategy. As can be seen, RC and masonry components are modelled using the 3D solid finite element known as SOLID65 in ANSYS [22].

To reduce the number of element types and the computational effort, the smeared modelling approach is used for steel rebars, in which the SOLID65 element represents both the steel and concrete of RC members. A concrete with a compressive strength of 28 MPa was used, while the longitudinal and transverse steel yield stresses were considered to be 390 MPa and 212 MPa, respectively. The column sections are 150×150 mm<sup>2</sup> with eight evenly distributed Ø 8 mm reinforcing bars, while the beam

section is 150 mm × 300 mm<sup>2</sup>, with three Ø 8 mm reinforcing bars placed both at the top and bottom.

The masonry brick units are modelled according to their real geometry using the SOLID65 element associated with the CONCR material model. This material model is used to represent the failure surface proposed in [23] where the material behaves linearly until crushing or cracking. However, to capture the true nonlinear behaviour of the concrete, the multilinear kinematic material model known as MKIM in ANSYS was used to represent its compressive behaviour. The contact elements along with a cohesive zone material model are used to represent the interaction between the brick units and the RC frame [24]. The proposed modelling approach is able to capture the more common failure mechanisms of masonry infills and the flexural failure modes of the RC elements but does not account for the shear failure of RC elements or the cyclic degradation of materials.

To focus on the contribution of the infill wall and to minimize the effect of the surrounding RC frame from the analysis, the authors adopted the approach proposed by [14]. More specifically, for each specimen listed in Table 1, the corresponding bare RC frame was analysed using the same numerical model as for the infilled frame. The contribution of the infill wall to overall behaviour was then extracted by subtracting the results of the bare frame analysis from the results of the infilled frame analysis.

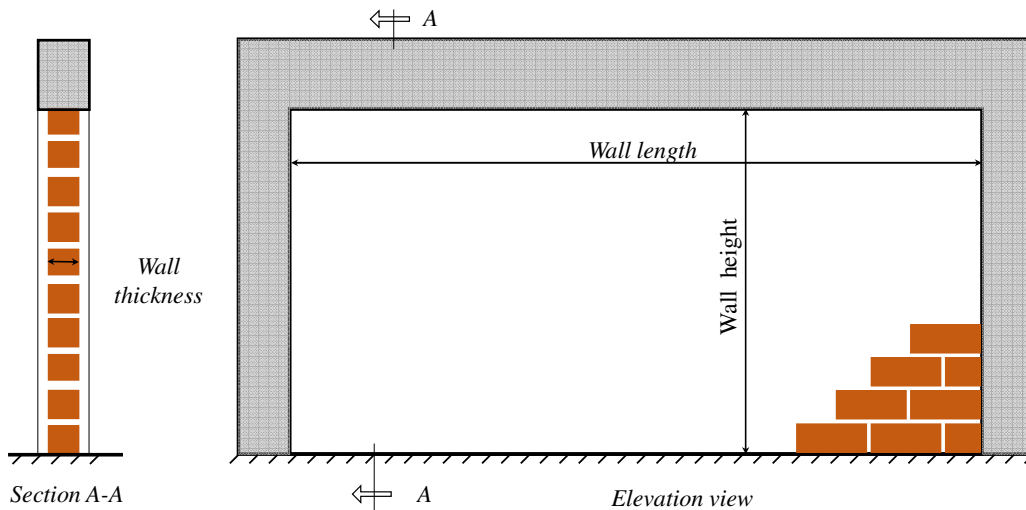


Figure 1 Definition of the considered wall variables defined in Table 1.

Table 1 The main characteristics of the considered specimens.

no	Specimen ID	Wall length L (mm)	Height H (mm)	Aspect ratio a*	Infill strength classification	Masonry compressive strength $f_m$ MPa	Wall thickness
1	WR1	900	1150.00	0.65	Weak	1.00	110
2	WR2	1800	1150.00	1.60		1.00	110
3	WR3	2550	1150.00	2.20		1.00	110
4	MR1	900	1150.00	0.65	Moderate	3.00	110
5	MR2	1800	1150.00	1.60		3.00	110
6	MR3	2550	1150.00	2.20		3.00	110
7	SR1	900	1150.00	0.65	Strong	7.00	110
8	SR2	1800	1150.00	1.60		7.00	110
9	SR3	2550	1150.00	2.20		7.00	110

\*a is the aspect ratio of the panel expressed as the wall length over its height (L/H)

The columns of RC frames were set to be 150\*150 mm<sup>2</sup>, the beam cross-sections were 150\*250 mm<sup>2</sup>, and the concrete compressive strength is 30 MPa

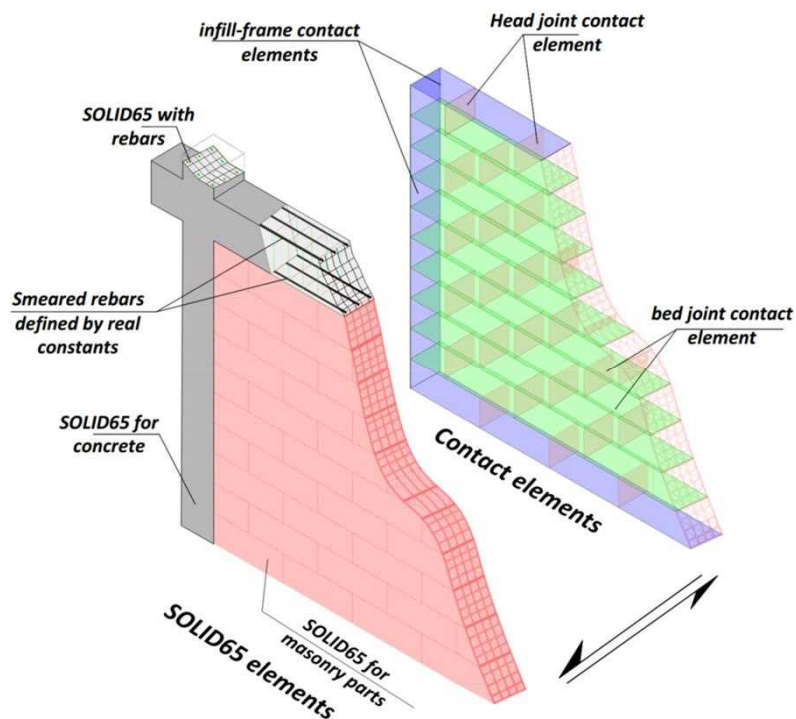


Figure 2 Adopted modelling strategy for RC element and infill walls.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

#### 3.1. Capacity curves of the infilled frames and of the infills

The capacity curves of RC infilled frames provide comprehensive information to achieve a better understanding of their seismic behaviour. As such, capacity curves were determined numerically by applying a monotonically increasing lateral displacement at the top of each frame until reaching a lateral drift value of 1.2%.

Figure 3 shows the capacity curves for three types of infills (weak, moderate, and strong) with three different aspect ratios ( $a=0.65$ ,  $a=1.60$ , and  $a=2.20$ ). As can be seen, infilled frames with weak infills exhibit lower lateral strength, thus highlighting the lower contribution of infills to the overall lateral strength of the structure. However, weak infilled panels in narrow infill walls show a monotonic increase in strength up to a top drift of 1.2%, which is not the case for the other two types of infills, where strength degradation is observed after a lower drift ratio. This observation can be interpreted as follows. Stronger infills are more likely to lose their integrity sooner because they exhibit higher stresses due to their higher strength and stiffness. For the moderate infills, the panels show a gradual increase in strength up to a top drift of 0.70%, followed by a gradual decrease in strength. This behaviour is attributed to the fact that moderate infills are able to sustain some damage before losing their integrity. Eventually, strong infilled panels show a sudden drop in strength after a top drift of 0.8%. This behaviour is attributed to the fact that strong infills are not able to sustain much damage before losing their integrity.

The aspect ratio of the infilled panel is seen to have a significant impact on its seismic behaviour. Narrower panels (i.e.,  $a=0.65$ ) show less strength capacity but have a more ductile behaviour with no sudden drop in strength, as seen in cases with strong infills (e.g., see Figure 3c). In these cases, the overall behaviour of the infilled frame is closer to that of the corresponding bare frame. This is in contrast to the capacity curves of

strong infilled panels with high aspect ratios, which typically show a sudden drop in strength at specific stage of loading (the point in which the infill starts to lose its integrity). The capacity curves of infilled panels show that the type of infill and the aspect ratio of the panel have a significant impact on their seismic behaviour.

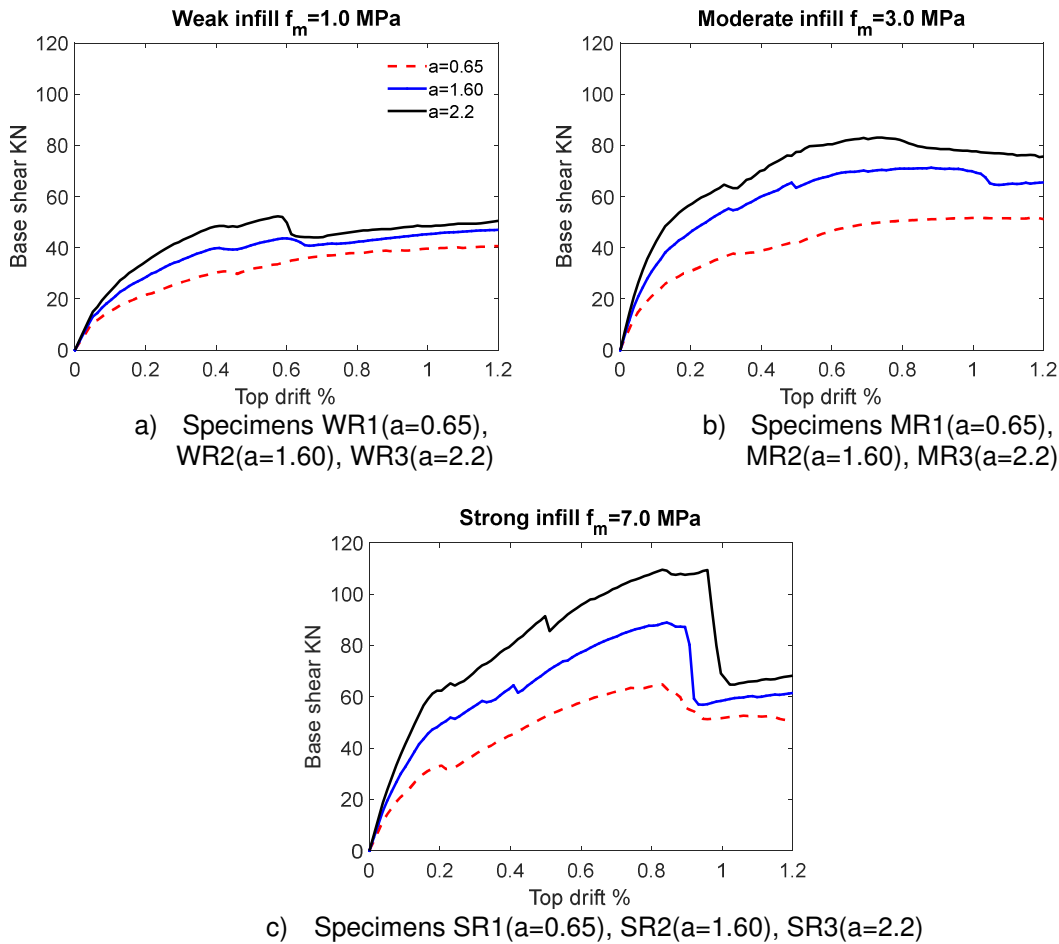


Figure 3 Variation of RC frame with masonry infills with different aspect ratios a) weak infills b) moderate infills and c) strong infills.

In order to gain a more comprehensive understanding of the contribution of the infill to the overall behaviour of the infilled frame, and to minimize the influence of the surrounding RC frame, the infill contributions were extracted from the previously shown capacity curves using the method proposed by [14]. This method involves isolating the infill from the RC frame and determining its independent lateral load-carrying capacity. The infill contributions can then be used to assess the relative importance of the infill to the overall strength and stiffness of the infilled frame. Figure 4 shows the capacity curves of the infilled panels obtained by this process for the different aspect ratios and masonry compressive strengths, plotted as horizontal force against top drift ratio (in percentage). It can be seen that narrow panels with an aspect ratio of 0.65 sustain less lateral force, but do not exhibit a sudden drop in strength when compared to wider panels. This effect is more pronounced for stronger infills, which show a sudden drop of up to two-thirds of their overall lateral strength.

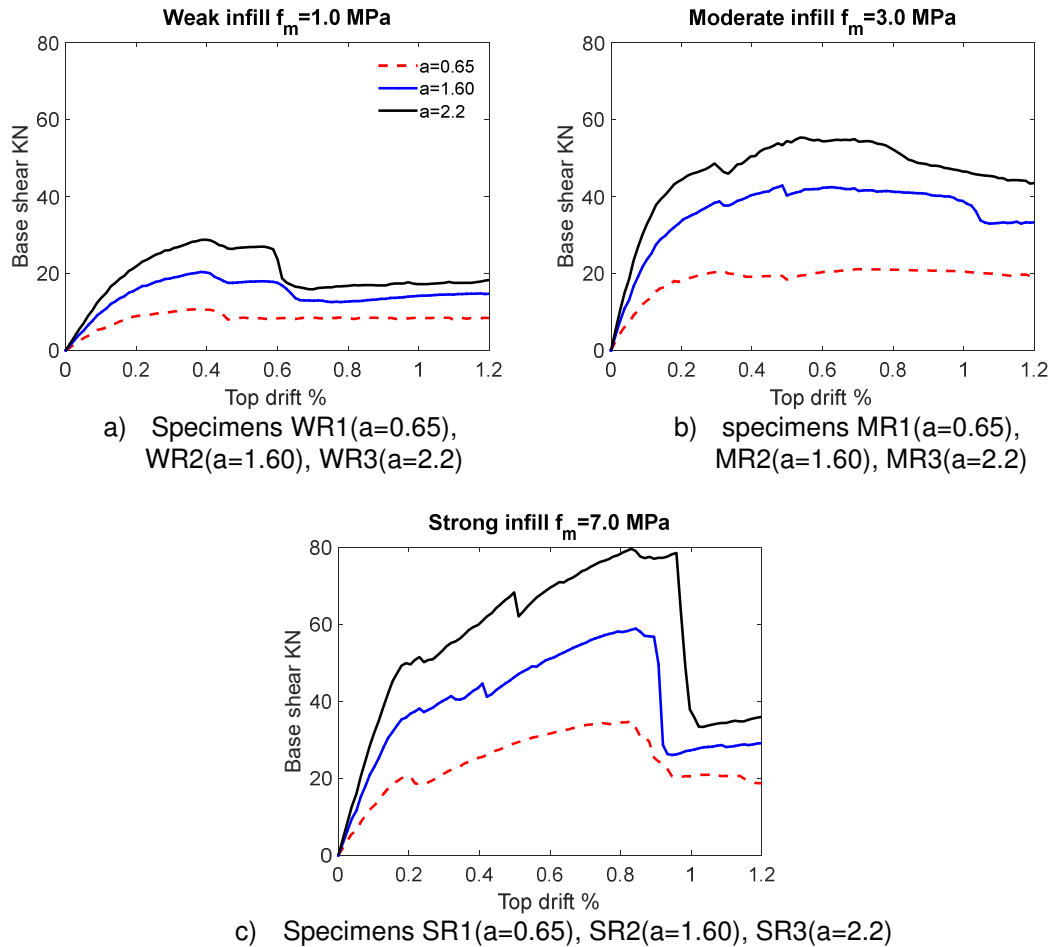


Figure 4 Contribution of infill walls with different aspect ratios a) weak infills b) moderate infills and c) strong infills.

For a more comprehensive understanding, Figure 5 and Figure 6 show the variation of the top drift ratio (corresponding to the maximum lateral force) and maximum lateral of the infilled panel, respectively, with the aspect ratio of the panel and masonry compressive strength. In these plots, it is clear that the panel aspect ratio has less effect on the top drift ratio corresponding to the maximum force than the strength of the masonry. In other words, low-strength infills will reach their damage state significantly faster than high-strength infills. This is important for PBEE analyses, since damage state limits are essential for estimating earthquake losses. In contrast, the maximum lateral force of the panel is significantly affected by both the strength of the masonry and the aspect ratio of the panel.

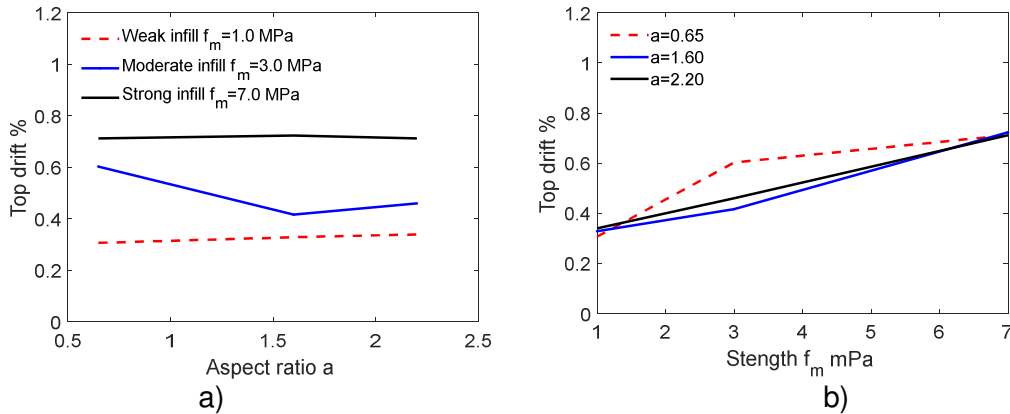


Figure 5 Variation of drift corresponding to maximum strength with a) aspect ratio b) strength of masonry.

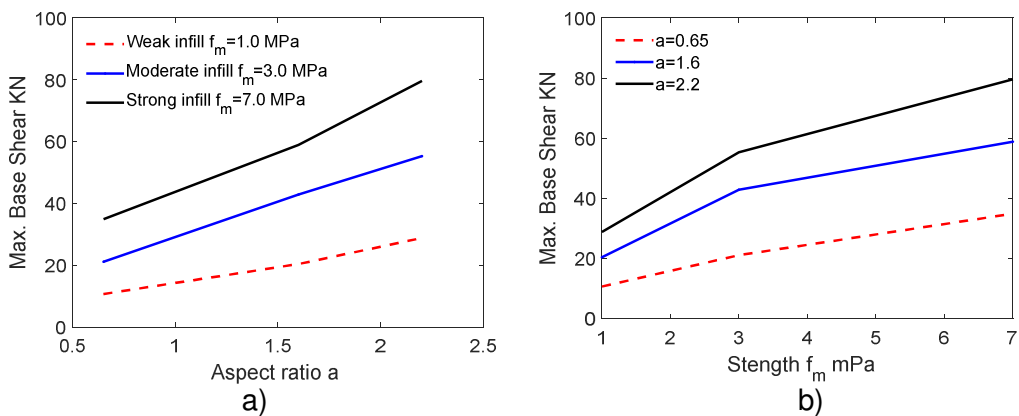


Figure 6 Variation of maximum base shear (in kN) with a) aspect ratio b) strength of masonry.

### 3.2. Reliability of existing models

Among various methodologies that are available to simulate the in-plane effect of masonry infills, the strut element is the most usable approach due to its inherent simplicity and efficiency. This method approximates the infill's contribution to the overall structural response by replacing it with a single diagonal strut element. While there are both stiffness-based and strength-based methods [18, 25, 26] in the literature, the former is more commonly used due to its simplicity. The essence of the stiffness-based approach lies in replacing the actual infill with an equivalent strut made of the same masonry material. Therefore, determining the strut width accurately then becomes pivotal in capturing the infill's structural contribution. As mentioned in the previous section, existing empirical models are derived from a limited number of specimens, which may limit their ability to represent a wide range of infill wall geometries and strengths. In this context, Figure 7 shows a scatter plot of the observed lateral contribution of infill walls against the empirically estimated values based on commonly used models in the literature [27-32]. From these results, it is clear that none of these models accurately estimated the observed lateral strength for different infill panel characteristics or exhibited a uniform uncertainty around the real values. Moreover, some models overestimated or underestimated the lateral strength by a large margin. These observations suggest that the infill wall aspect ratio and strength can significantly influence the structural behaviour.

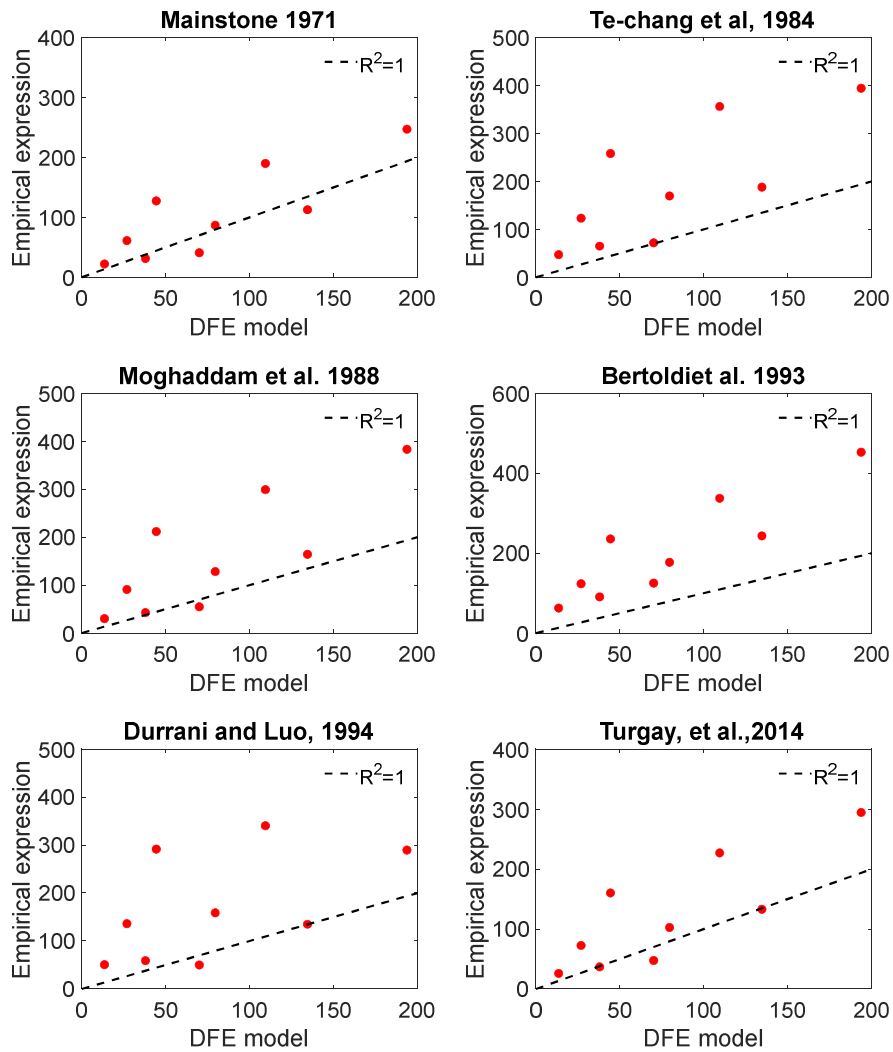


Figure 7 Scatter plots representing the estimated infill contribution in terms of base shear in kN using different empirical expressions versus those obtained from the detailed finite element model.

#### 4. CONCLUSION

Single strut models are widely used in PBEE analyses due to their advantages in terms of modelling and computational cost. However, their use for modelling the behaviour of buildings with different infill characteristics can lead to inaccurate results, as they are typically derived from a limited number of experimental tests. This results in significant uncertainties in the estimated parameters of the infill mechanical characteristics, which is even greater when the parameters are generalized across different types of infill with various material and geometric properties.

To shed light on this issue, the proposed study investigates the effect of variations in geometric and material properties of infill walls on the global performance of infilled RC frames. Results indicate that both the aspect ratio and the compressive strength of the masonry have a significant impact on the overall performance of RC frames with masonry infills. Furthermore, none of the tested empirical expressions were able to predict the expected behaviour of the infill walls modelled using a detailed finite element approach. The study highlights the need for empirical models that define the mechanical characteristics of strut models to consider these parameters, and the need to define a

more comprehensive approach that can accommodate the variability of characteristics of infill walls.

## 5. REFERENCES

- [1] H. Crowley *et al.*, "Model of seismic design lateral force levels for the existing reinforced concrete European building stock," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 7, pp. 2839-2865, 2021/05/01 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01083-3.
- [2] H. Crowley, R. Pinho, and J. J. Bommer, "A Probabilistic Displacement-based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 2, no. 2, pp. 173-219, 2004/01/01 2004, doi: 10.1007/s10518-004-2290-8.
- [3] H. Crowley *et al.*, "European Seismic Risk Model – Insights and Emerging Research Topics," in *Progresses in European Earthquake Engineering and Seismology*, Cham, R. Vacareanu and C. Ionescu, Eds., 2022// 2022: Springer International Publishing, pp. 161-178.
- [4] L. Martins and V. Silva, "Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2020-06-08 2020, doi: 10.1007/s10518-020-00885-1.
- [5] M. Villar-Vega *et al.*, "Development of a fragility model for the residential building stock in South America," *Earthquake Spectra*, vol. 33, no. 2, pp. 581-604, 2017.
- [6] M. T. De Risi *et al.*, "Modelling and Seismic Response Analysis of Italian pre-code and low-code Reinforced Concrete Buildings. Part I: Bare Frames," *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-32, 2022-05-25 2022, doi: 10.1080/13632469.2022.2074919.
- [7] M. Di Domenico *et al.*, "Modelling and Seismic Response Analysis of Italian Pre-Code and Low-Code Reinforced Concrete Buildings. Part II: Infilled Frames," *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-31, 2022-06-16 2022, doi: 10.1080/13632469.2022.2086189.
- [8] S. V. Polyakov, "Masonry in Framed Buildings : An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling. "Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literaturny po stroitel'stvu i arkhitekture", Moscow Russia," (English translation by G. L. Cairns, National Lending Library for Science and Technology, Boston, Yorkshire, England, 1963). 1956.
- [9] P. G. Asteris, S. T. Antoniou, D. S. Sophianopoulos, and C. Z. Chrysostomou, "Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, no. 12, pp. 1508-1517, 2011, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000384.
- [10] P. Asteris, D. Cotsovos, C. Chrysostomou, A. Mohebkhah, and G. Al-Chaar, "Mathematical micromodeling of infilled frames: state of the art," *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 1905-1921, 2013, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.010>.
- [11] S. H. Basha, S. Surendran, and H. B. Kaushik, "Empirical Models for Lateral Stiffness and Strength of Masonry-Infilled RC Frames Considering the Influence of Openings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 4, p. 04020021, 2020, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002562.
- [12] N. Mohammad Noh, L. Liberatore, F. Mollaioli, and S. Tesfamariam, "Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees," *Engineering Structures*, vol. 150, pp. 599-621, 11/1/ 2017, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.002>.
- [13] H. Mohamed and X. Romão, "Analysis of the performance of strut models to simulate the seismic behaviour of masonry infills in partially infilled RC frames," *Engineering Structures*, vol. 222, p. 111124, 2020/11/01/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111124>.



- [14] H. Mohamed and X. Romão, "Robust Calibration of Macro-Models for the In-Plane Behavior of Masonry Infilled RC Frames," *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-27, 2021, doi: 10.1080/13632469.2018.1517703.
- [15] L. Liberatore, F. Noto, F. Mollaioli, and P. Franchin, "Comparative assessment of strut models for the modelling of in-plane seismic response of infill walls," in *Proc., 6th ECCOMAS Thematic Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017.
- [16] H. Huang, H. V. Burton, and S. Sattar, "Development and Utilization of a Database of Infilled Frame Experiments for Numerical Modeling," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 6, p. 04020079, 2020, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002608.
- [17] M. T. De Risi, C. Del Gaudio, P. Ricci, and G. M. Verderame, "In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames," *Engineering Structures*, vol. 168, pp. 257-275, 2018/08/01/ 2018, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.065>.
- [18] H. Mohamed and X. Romão, "Simplified modelling of in-plane behaviour of masonry infilled RC frames under seismic loading: advantages and barriers," in *The 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece, June 18-21, 2018 2018.
- [19] C. Del Gaudio, M. T. De Risi, P. Ricci, and G. M. Verderame, "Empirical drift-fragility functions and loss estimation for infills in reinforced concrete frames under seismic loading," *Bulletin of Earthquake Engineering*, journal article vol. 17, no. 3, pp. 1285-1330, October 24 2018, doi: 10.1007/s10518-018-0501-y.
- [20] P. G. Asteris et al., "Stochastic Vulnerability Assessment of Masonry Structures: Concepts, Modeling and Restoration Aspects," *Applied Sciences*, vol. 9, no. 2, p. 243, 2019-01-10 2019, doi: 10.3390/app9020243.
- [21] H. Mohamed and X. Romão, "Performance analysis of a detailed FE modelling strategy to simulate the behaviour of masonry-infilled RC frames under cyclic loading," *Earthquakes and Structures*, vol. 14, no. 6, pp. 551-565, 2018.
- [22] A. I. Company. Theory reference for the mechanical APDL and mechanical applications Release 14.5, Canonsburg, PA, USA, 2012.
- [23] K. J. William and E. D. Warnke, "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete," In: *Proceedings of the Int. Association for Bridge and Structural Engineering, Ismes.*, vol. 19, p. 174, 1975.
- [24] P. Lourenço and J. Rots, "Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, no. 7, pp. 660-668, 1997, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660).
- [25] H. Mohamed, D. Skoulidou, and X. Romão, "Quantification of the effects of different uncertainty sources on the seismic fragility functions of masonry-infilled RC frames," *Structures*, vol. 50, pp. 1069-1088, 2023/04/01/ 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.097>.
- [26] H. Mohamed, "Seismic risk assessment of reinforced concrete frames with masonry infill," PhD thesis, Civil Engineering Department, University of Porto, Porto, 2017.
- [27] R. J. Mainstone, "On The stiffness and strengths of infilled frames," *ICE Proceedings*, vol. 49, no. 2, p. 230. [Online]. Available: <http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/icep.1971.6267>
- [28] L. Te-Chang and K. Kwok-Hung, "Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames," *Computers & Structures*, vol. 18, no. 3, pp. 551-560, 1984.
- [29] H. Moghaddam and P. Dowling, "Earthquake resistant design of brick infilled frame," *Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference*, pp. 774-784, 1988.
- [30] S. Bertoldi, L. Decanini, and C. Gavarini, "Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato, confronto sperimentale e numerico," (in Italian), *Atti Del 6 Conv. Naz. Ing. Sism. It*, vol. 2, pp. 815-824, 1993.
- [31] A. J. Durrani and Y. H. Luo, "Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills," in *Proceedings Nceer Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, 1994: National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER).

- [32] T. Turgay, M. C. Durmus, B. Binici, and G. Ozcebe, "Evaluation of the Predictive Models for Stiffness, Strength, and Deformation Capacity of RC Frames with Masonry Infill Walls," *Journal of Structural Engineering*, vol. 140, no. 10, 2014.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **MODELAÇÃO DAS INTERAÇÕES ENTRE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS ADJACENTES CONSTRUÍDOS EM DIFERENTES FASES**

**MADALENA PONTE**  
Aluna de Doutoramento  
CERIS – IST

**ANDREA PENNA**  
Professor Catedrático  
Università di Pavia

**RITA BENTO**  
Professora Catedrática  
CERIS – IST

### **SUMÁRIO**

Neste artigo, são modelados diferentes tipos de ligações entre corpos adjacentes e estudados os seus efeitos na resposta sísmica global. O Palácio Nacional de Sintra, aqui considerado como caso de estudo, é um excelente exemplo de um edifício histórico complexo e irregular de grande escala em alvenaria de pedra ordinária, sendo composto por várias unidades construídas em diferentes épocas. Utilizando corpos do Palácio como exemplo, descreve-se a abordagem de modelação por pórticos equivalentes (EFM) considerada para cada tipo de interação entre as unidades e apresentam-se os resultados da avaliação sísmica global. São também comparados modelos com e sem a consideração das ligações dos edifícios adjacentes. Os resultados aqui apresentados serão úteis para a reabilitação sísmica de edifícios históricos compostos por agregados, permitindo aos engenheiros modelar as interações entre unidades seguindo esta abordagem que utiliza um método numérico de baixo consumo de tempo e esforço computacional.

### **ABSTRACT**

This article models various connections between adjacent structures and investigates their effects on the overall seismic response. The National Palace of Sintra, chosen as a case study, exemplifies a complex, large-scale historic building with irregular stone masonry, consisting of multiple bodies constructed in different periods. Considering some units of the Palace as examples, the Equivalent Frame Modelling (EFM) approach defined for each type of interaction found between the Palace units is outlined, and the results of the overall seismic assessment are presented. Models with and without consideration of connections to adjacent buildings are compared. The findings contribute to seismic rehabilitation strategies for historic structures with aggregates, enabling engineers to model unit interactions using this computationally efficient numerical method.

**PALAVRAS-CHAVE:** Agregados históricos, Interações entre edifícios, EFM, Avaliação Sísmica Global, Alvenaria

## 1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A avaliação da vulnerabilidade sísmica em edifícios de alvenaria existentes é crucial para desenvolver estratégias eficazes de mitigação e garantir a resiliência das infraestruturas urbanas, como evidenciado pela destruição causada por eventos sísmicos passados ([1], [2], [3], e [4]). Estruturas de alvenaria não reforçada, predominantes em muitos contextos históricos e urbanos, exibem uma variedade de materiais, técnicas construtivas e configurações geométricas irregulares, tornando-as intrinsecamente complexas na resposta sísmica. Esta complexidade é agravada pelo facto de que frequentemente estes edifícios não se encontram isolados, mas em agregados com conexões de diferentes tipos e eficácias estruturais distintas. Os diversos tipos estruturais de construções de diferentes épocas, os diferentes materiais, detalhes construtivos, diferentes cêrceas e pés-direitos desalinhados, e até mesmo as renovações passadas realizadas de forma desigual e, na maioria das vezes, incorretamente aplicadas, enfraquecem o comportamento estrutural [5], tornando os edifícios agregados de alvenaria particularmente vulneráveis à ação sísmica [6], conforme ilustrado na Fig. 1.



Fig. 1 – Danos para fora do plano e no plano em agregados existentes, após o terramoto no centro de Itália de 2016, em Visso (Fotografias: A. Penna).

Identificar a interação real entre as unidades de agregados não é uma tarefa fácil, especialmente quando a documentação histórica disponível é muitas vezes escassa e a possibilidade de realização de levantamentos no local é também limitada. Muitas vezes, é até difícil identificar cada unidade individual do agregado. De facto, devido ao efeito do agregado, é importante realizar a avaliação da vulnerabilidade sísmica do conjunto e não apenas da unidade isolada. Todas as características dos agregados já mencionadas mostram como formular um método fidedigno para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de agregados de alvenaria representa um desafio. Alguns estudos começaram a desenvolver modelos e metodologias para a calibração da interação entre unidades em agregados históricos, como por exemplo [7], [8], e [9].

Assim, este artigo apresenta o estudo da interação entre unidades inseridas em agregados irregulares, investigando a importância de modelar as conexões entre unidades adjacentes, e como diferentes níveis e tipos de conexões influenciam o comportamento sísmico dos edifícios. O caso de estudo apresentado é o Palácio Nacional de Sintra, um agregado altamente irregular composto por várias unidades construídas em diferentes épocas, como a maioria dos palácios históricos ou centros antigos de cidades. Neste trabalho, apresentam-se modelos numéricos das unidades isoladas ou integradas no agregado. O modelo do agregado com conexões perfeitas foi desenvolvido num estudo anterior [10] e, posteriormente, foi aqui desenvolvido e

adaptado para os propósitos do presente artigo. Os resultados apresentados focam-se na resposta no plano de paredes em alvenaria de pedra irregular e na interação global no plano entre as unidades adjacentes, através de curvas de capacidade (*pushover*).

## 2. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O Palácio Nacional de Sintra (PNS), situado na Vila de Sintra, nos arredores de Lisboa, Portugal, é composto por várias residências reais, formando um complexo de edifícios que sofreu construções, acréscimos e adaptações ao longo de vários séculos. A data exata de fundação da parte mais antiga do Palácio permanece um mistério não resolvido. Presumivelmente, a construção inicial ocorreu por volta do século X ou XI, durante o domínio mouro em Sintra, correspondendo às fundações das estruturas da área norte do Palácio. No entanto, o período principal de construção e renovação foi durante o reinado do Rei João I (1357-1433), com adições importantes realizadas posteriormente durante o reinado do Rei Manuel I (1469-1521). O Palácio Nacional de Sintra é um exemplo de excelência de edificações em agregado, ilustrando como este tipo de construção geralmente surge de um processo natural de crescimento de unidades isoladas às quais partes estruturais são adicionadas.

Os principais períodos de construção conhecidos do Palácio são identificados esquematicamente na Fig. 2, juntamente com a identificação das conexões entre edifícios construídos em diferentes épocas. Para reunir esta informação, foi necessário um estudo exaustivo da história do Palácio, realizado com a colaboração da equipa de historiadores dos Parques de Sintra - Monte da Lua (PSML), uma extensa campanha experimental e um levantamento geométrico [10]. No entanto, a identificação das conexões entre corpos construídos em diferentes períodos num Palácio de tão grande escala e antiguidade, é uma tarefa complexa e exigente, dada a falta de informações históricas sobre as fases de construção e alterações estruturais realizadas. Infelizmente, isso implica alguma incerteza associada à identificação das conexões entre edifícios.

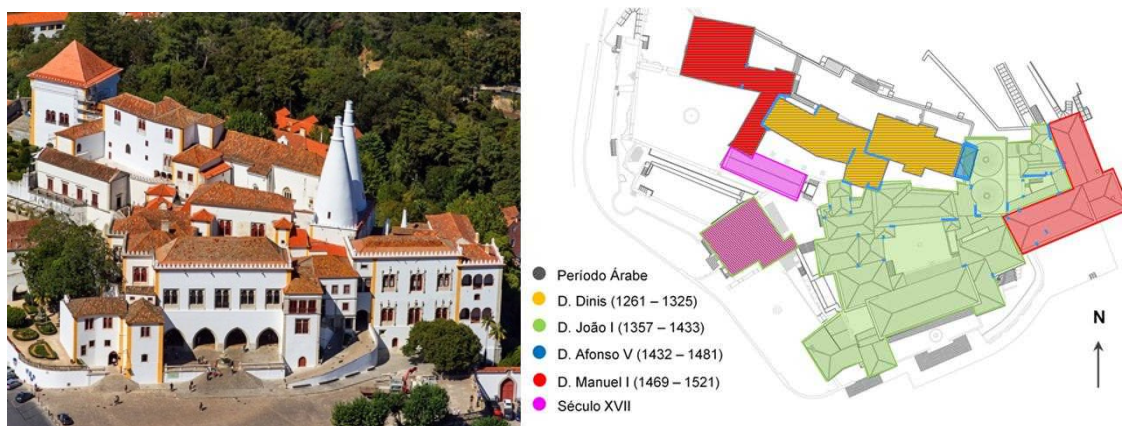


Fig. 2 – Identificação dos principais períodos de construção do Palácio Nacional de Sintra e identificação das conexões entre edifícios de diferentes períodos de construção.

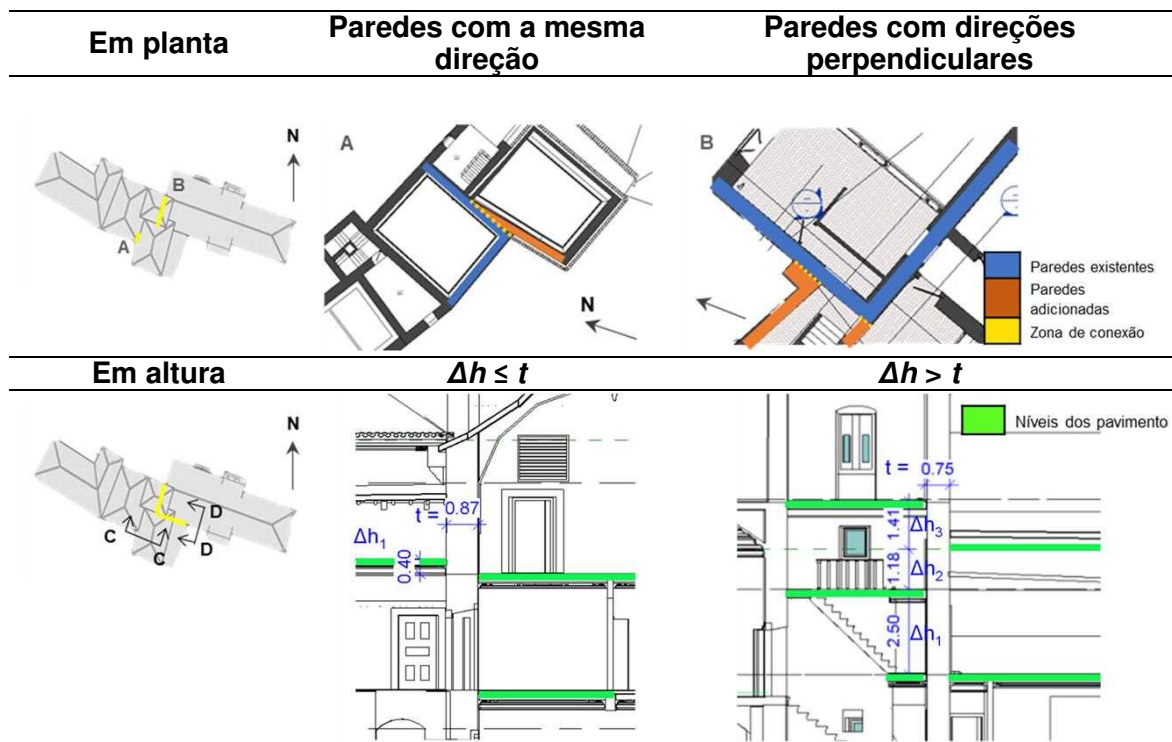
Para estudar as interações entre agregados, foram escolhidos dois dos edifícios mais antigos do PNS, identificados na Fig. 3 como Unidade 1, Unidade 2 e Unidade 3, e marcados a amarelo na Fig. 2. As unidades estruturais correspondem a uma antiga zona residencial (Unidade 1), uma capela (Unidade 2), e a uma pequena área de passagem entre as duas primeiras unidades (Unidade 3). Após identificar as conexões entre os edifícios em estudo, estas foram organizadas em dois tipos: conexões em planta e conexões em altura, como esquematizado na Tabela 1. Em relação ao primeiro tipo, estas foram classificadas como conexões (i) entre paredes com direções diferentes ou (ii) entre paredes com a mesma direção, sendo que esta última corresponde ao aumento da espessura da parede existente, seja regularmente ou

irregularmente, este último quando a parede adicionada não apresenta a mesma direção no plano. Por outro lado, as conexões em altura foram classificadas dependendo da diferença de altura entre os pisos dos dois edifícios ( $\Delta h$ ), caso seja (i) menor ou (ii) maior do que a espessura da parede divisória  $t$ .



Fig. 3 - Vistas das unidades do agregado em estudo.

Tabela 1- Esquema com exemplos dos tipos de conexões presentes no caso de estudo e a sua classificação [unidades em metros].



Como já referido, para edifícios tão complexos, na sua dimensão e irregularidade, é difícil obter a geometria adequada com métodos mais tradicionais. Portanto, as características geométricas foram obtidas com um *laser scanner* e um levantamento por *drone*, conforme detalhado em Godinho et al. [11]. A Unidade 2, capela, tem uma altura de 11 m, com uma varanda interna localizada no lado da conexão com as Unidades 1 e 3. Por outro lado, a Unidade 1 tem entre 3 a 4 níveis, com um piso intermediário na sua área central. A altura dos pisos da Unidade 1 varia entre 2,4 m e 5,8 m. Os edifícios são caracterizados por paredes externas com espessuras variando entre 0,65 a 0,88 m. Na Unidade 2, foi possível identificar paredes com 2 panos de pedra, com espessuras da folha externa de cerca de 0,30 m, e pedras com dimensões à volta de 30 a 40 cm, usando métodos de deteção geofísica por georradar (GPR).

Quanto ao último andar da Unidade 1, o GPR identificou dois tipos de alvenaria, mais e menos organizada, com vários vazios significativos, que poderão estar correlacionados com a existência das múltiplas fissuras visíveis. Os pisos são todos de madeira flexível, geralmente com as vigas principais apoiadas nas fachadas, em algumas salas com tijoleira por cima das tábuas do soalho de madeira. A Unidade 1 foi construída numa zona mais alta do terreno, sobre uma rocha irregular, apresentando diferentes cotas ao nível do piso do rés-do-chão e em que a maioria das paredes do piso térreo é construída contra a rocha. É também de salientar que foram realizadas intervenções no passado nas Unidades 1 e 2 com a introdução de tirantes. Na sala principal do último piso da Unidade 1, encontram-se presentes dois tirantes com o objetivo de ligar ambas as fachadas principais impedindo o seu deslocamento fora do plano. A Unidade 2 também apresenta duas fiadas de tirantes a ligar as fachadas principais e impedindo seu deslocamento fora do plano. Uma das fiadas sobrepõe-se em planta com o arco de madeira que separa o coro da capela-mor (no lado leste do transepto), e a outra sobrepõe-se com o arco de alvenaria que separa a capela-mor do altar, uma parte da unidade que foi adicionada posteriormente (Fig. 2). Cada fileira apresenta dois tirantes em alturas diferentes: o mais alto faz parte de uma treliça do telhado, enquanto o inferior encontra-se ao nível da ligação da parede com o teto (visível do interior do edifício). O estudo de caso, mais especificamente, as Unidades 1 e 2, também foram estudados em [12] e [13], considerando apenas conexões monolíticas entre as unidades adjacentes.

### 3. ANÁLISE NUMÉRICA

#### 3.1. Critérios de modelação

A caracterização dos materiais foi possível devido a uma vasta campanha experimental, conforme descrito em Ponte et al. [10]. A campanha incluiu recolha de carotes, ensaios de GPR, testes de vibração ambiental e ensaios de macacos planos (simples e duplos) nas principais unidades estruturais individuais do Palácio. Um modelo numérico com as 3 unidades modeladas como perfeitamente ligadas foi utilizado para a calibração das propriedades mecânicas da alvenaria, uma vez que, para pequenas vibrações, como as registradas nos testes de vibração ambiente, as conexões entre as unidades se comportam como monolíticas. Os valores de alvenaria considerados na modelação numérica estão apresentados na Tabela 2. O módulo de *Young's E* e o módulo de distorção *G* foram calibrados com os resultados da caracterização dinâmica obtidos por meio de testes de vibração ambiental realizados nas Unidades 1 e 2. A partir da observação da alvenaria nas janelas de inspeção abertas, foi identificado um tipo de alvenaria de pedra irregular desorganizada na Unidade 1 e uma alvenaria de pedra irregular grosseiramente vestida na Unidade 2. Como resultado da calibração de *E* e *G*, as outras propriedades dos materiais, como a resistência à tração  $f_t$ , resistência à compressão  $f_c$  e peso  $w$ , foram definidas proporcionalmente aos valores correspondentes fornecidos na Norma Italiana (MIT, 2019) para os tipos de alvenaria identificados. Os resultados dos ensaios de macacos planos duplos resultaram dispersos e pouco confiáveis em termos de resistência à compressão e do módulo de *Young's*. Deste modo, apenas os resultados dos ensaios de macacos planos simples, em termos de nível de tensão vertical, foram considerados para calibrar as massas do modelo numérico.

Além disso, constatou-se que o último piso da Unidade 1 se apresentava em mau estado de conservação, com várias fissuras significativas, e, por isso, as propriedades da alvenaria desse nível foram reduzidas para metade. Em relação à unidade adjacente ao lado oeste da Unidade 1 (não estudada aqui), o mesmo processo de calibração foi realizado noutro modelo separado. Nenhum ensaio experimental foi realizado na Unidade 3 devido à sua baixa importância estrutural, relativamente às outras unidades. Deste modo, as propriedades dos materiais da Unidade 3 foram



consideradas iguais às da Unidade 2, uma suposição razoável dada a boa condição de conservação em que se encontrava e ao seu provável período de construção.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas estruturais dos edifícios do caso de estudo (adaptado de [10]).

	<i>Modulo de Young's, E (GPa)</i>	<i>Módulo de distorção, G (GPa)</i>	<i>Resistência à tração, <math>f_t</math> (MPa)</i>	<i>Resistência à compressão, <math>f_c</math> (MPa)</i>	<i>Peso, w (kN/m<sup>3</sup>)</i>
<b>Alvenaria de pedra ordinária desorganizada</b>					
<b>MIT (2019)</b>	0,69 – 1,05	0,23 – 0,35	0,03 – 0,048	1,0 – 2,0	19
<b>Unidade 1</b>	0,80	0,26	0,036	1,24	18
<b>Alvenaria de pedra ordinária cortada grosseiramente e com panos de espessura variável</b>					
<b>MIT (2019)</b>	1,02 – 1,44	0,34 – 0,48	0,0525 – 0,0765	2,0	20
<b>Unidade 2 / Unidade 3</b>	1,44	0,48	0,08	3,0	19

### 3.2. Modelação de conexões entre unidades

O método dos Pórticos Equivalentes (EFM) foi adotado para a modelação numérica do caso de estudo, utilizando o programa 3Muri (S.T.A. DATA, 2018) para a construção geométrica dos modelos e, em seguida, o programa de investigação Tremuri para realizar alterações na geometria, refinamentos na malha de modo manual que devido à complexidade geométrica dos modelos são necessários e realizar análises numéricas (Lagomarsino et al., 2013; Penna et al., 2014b). O método de pórticos equivalentes foi escolhido para a modelação de agregados, visto que devido à sua simplicidade, economiza muito tempo e esforço computacional. Vistas 3D e em planta do modelo numérico das três unidades estruturais no agregado, retiradas do programa 3D anteriormente ao refinamento da malha, são apresentados na Fig. 4.

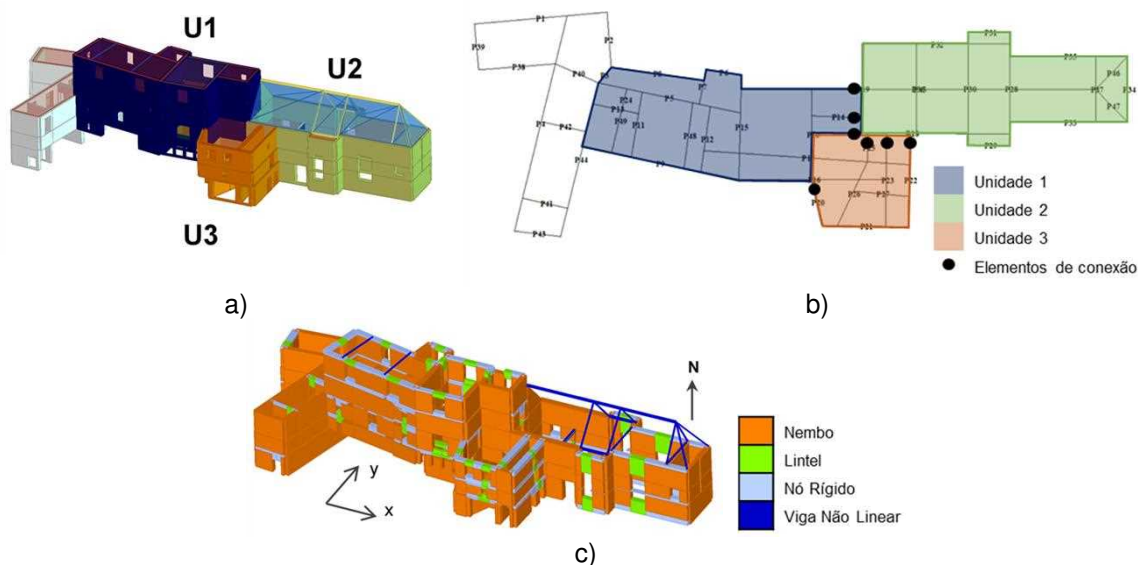


Fig. 4 – a) Modelo numérico 3D do agregado com identificação das unidades estruturais; b) Planta do modelo numérico do agregado com a localização dos elementos de conexão; e c) Modelo numérico 3D com a malha de pórticos equivalentes gerada automaticamente.

As conexões entre as diferentes unidades, quando não consideradas monolíticas, foram modeladas através da inserção de lintéis de alvenaria entre as unidades estruturais, como apresentado na Fig. 5. Estes elementos resistem apenas a forças de compressão e de corte, não sendo eficazes para tensões de tração. Visto que neste caso de estudo as conexões são todas feitas entre paredes perpendiculares às existentes, os lintéis apresentam um comprimento igual à metade da espessura da parede transversal compartilhada, simulando o comprimento incorporado das paredes na existente. As propriedades do material atribuídas aos lintéis foram as mesmas que as dos nembos adjacentes.

A Fig. 5 apresenta o caso de uma conexão em altura devido a alturas de pavimento não correspondentes. Neste caso, como visto na Tabela 1, a diferença de alturas entre pisos é superior à espessura da parede transversal compartilhada. Portanto, os nembos de cada unidade envolvidos nesta interação são divididos ao nível das alturas dessas interações. Além disso, neste exemplo, é perceptível uma outra irregularidade em altura que corresponde à adição posterior do 4º andar da Unidade 1. Para comparação das diferentes malhas dos modelos numéricos, a Fig. 5 também apresenta a malha considerando conexões monolíticas. Por fim, existe um último tipo de irregularidade em altura presente neste caso de estudo que é a diferente cota do piso térreo para cada unidade estrutural, que é muito comum nos agregados de centros históricos. Isso significa que a força de corte na base da Unidade 2 é retirada a uma cota inferior do que a força de c na base da Unidade 1.

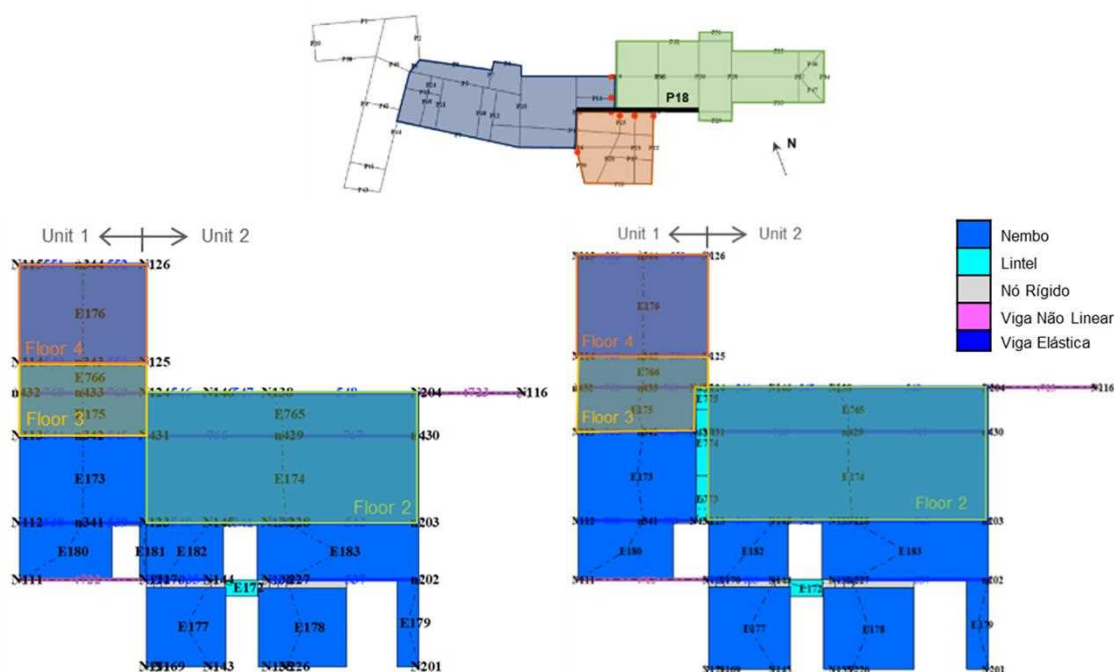


Fig. 5 – Detalhe da conexão da parede 18 entre U1 (lado esquerdo) e U2 (lado direito), com os elementos de conexão (lintéis) assinalados na figura do lado direito.

### 3.3. Resultados numéricos

Para conhecer como são distribuídas as forças horizontais devido a uma ação sísmica entre as unidades no agregado, foi aplicada a cada nó uma força horizontal proporcional à massa do nó multiplicada por uma aceleração  $a = 0,05 \times g$ . Este valor foi escolhido para primeiro compreender a distribuição das forças horizontais na fase elástica do comportamento das estruturas; no entanto, valores mais elevados de aceleração são recomendados para estudo futuro, a fim de compreender melhor como

as forças são distribuídas no agregado quando as unidades estão danificadas. Os resultados são apresentados na Fig. 6 para a direção positiva de X positiva. Observando o gráfico na Fig. 6, é perceptível que as Unidades 1 e 2 apresentam forças de corte na base mais altas quando isoladas, enquanto o oposto ocorre na Unidade 3. Pode-se concluir que, devido à sua menor altura, posição no agregado e geometria de paredes, a Unidade 3 apresenta uma rigidez maior do que as outras duas unidades, recebendo parte das forças redistribuídas provenientes das Unidades 1 e 2. Além disso, vale a pena mencionar que as forças de corte basal envolvidas na Unidade 3 são muito inferiores às das Unidades 1 e 2 devido à sua pequena dimensão (área e número de pisos) e ao número reduzido de paredes, especialmente segundo a direção X.

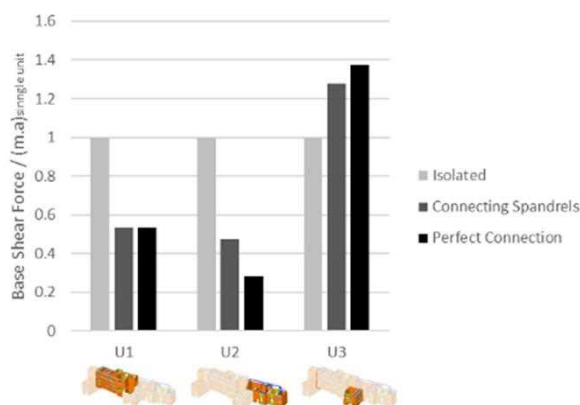


Fig. 6 – Rácio entre a força de corte basal das unidades (quer modeladas como isoladas, quer em agregado) e a força de corte basal da unidade isolada, ambas para uma aceleração de  $0,05g$  aplicada a cada nó dos modelos.

As curvas de capacidade são apresentadas na Fig. 7 em termos de força de corte basal da Unidade 2, seja modelada isoladamente ou em agregado, *versus* o deslocamento horizontal no topo das paredes do último andar da unidade analisada. São identificados nos gráficos os pontos do deslocamento último, que são definidos quando ocorre um mecanismo de colapso da estrutura singular a ser estudada. Os carregamentos aplicados são (i) uniformes, proporcionais à massa, e (ii) pseudo-triangulares, proporcionais à massa multiplicada pela altura. As curvas *pushover* apresentam, para todas as análises efectuadas, uma resistência superior para o modelo isolado com uma queda abrupta após atingir a resistência máxima. Por outro lado, as curvas de capacidade relativas aos modelos em agregado, apresentam pequenas quedas de resistência que correspondem ao colapso sucessivo dos elementos estruturais. Contudo, contrariamente ao que uma primeira observação das curvas de capacidade poderia levar a crer, o deslocamento último dos modelos em agregado não é muito superior ao do modelo isolado. Isto deve-se ao facto de ocorrer o mecanismo de colapso conhecido por *soft-storey* (colapso de todos os elementos de um piso de uma parede) em paredes da Unidade 2 para valores de deslocamento próximos do deslocamento último do modelo isolado. Sendo então definido esse momento como o deslocamento último dos modelos em agregado, assinalados nas curvas de capacidade da Fig. 7. De qualquer modo, segundo a direção Y, os modelos em agregado apresentam todos uma capacidade de deformação superior ao modelo isolado.

Além disso, é de notar que as curvas de capacidade para os modelos em agregado, seja com conexões perfeitas ou com lintéis conectores, são, em geral, muito semelhantes entre si para todas as direções e combinações de carga, especialmente segundo a direção Y. No entanto, é perceptível que, apesar de os modelos em agregado na direção Y apresentarem curvas quase coincidentes, a capacidade de

deformação é superior no modelo com ligações monolíticas do que no modelo com os lintéis conectores.

Através destes resultados, conclui-se que é difícil generalizar se o efeito do agregado tem uma influência positiva ou negativa no comportamento das unidades estruturais só através da observação das curvas *pushover*, como também concluído por Angiolilli et al. (2023). No entanto, com os resultados aqui alcançados, fica muito claro a diferença entre modelar as condições de fronteira das unidades isoladas, independentemente do tipo de conexão adotado, e modelar o edifício como isolado. Como mencionado anteriormente, o valor da aceleração de  $0,05 \times g$  aplicada a todos os nós da estrutura, correspondente à aplicação de uma carga uniforme, foi escolhido de modo a que as unidades estruturais do agregado se comportassem na sua fase elástica quando aplicado. Comparando os valores de força de corte na base obtidos a partir da imposição de  $0,05 \times g$ , que variaram entre 100 e 370 kN, com as curvas *pushover* segunda a direção X na Fig. 7, fica claro que a Unidade 1 está na fase inicial.

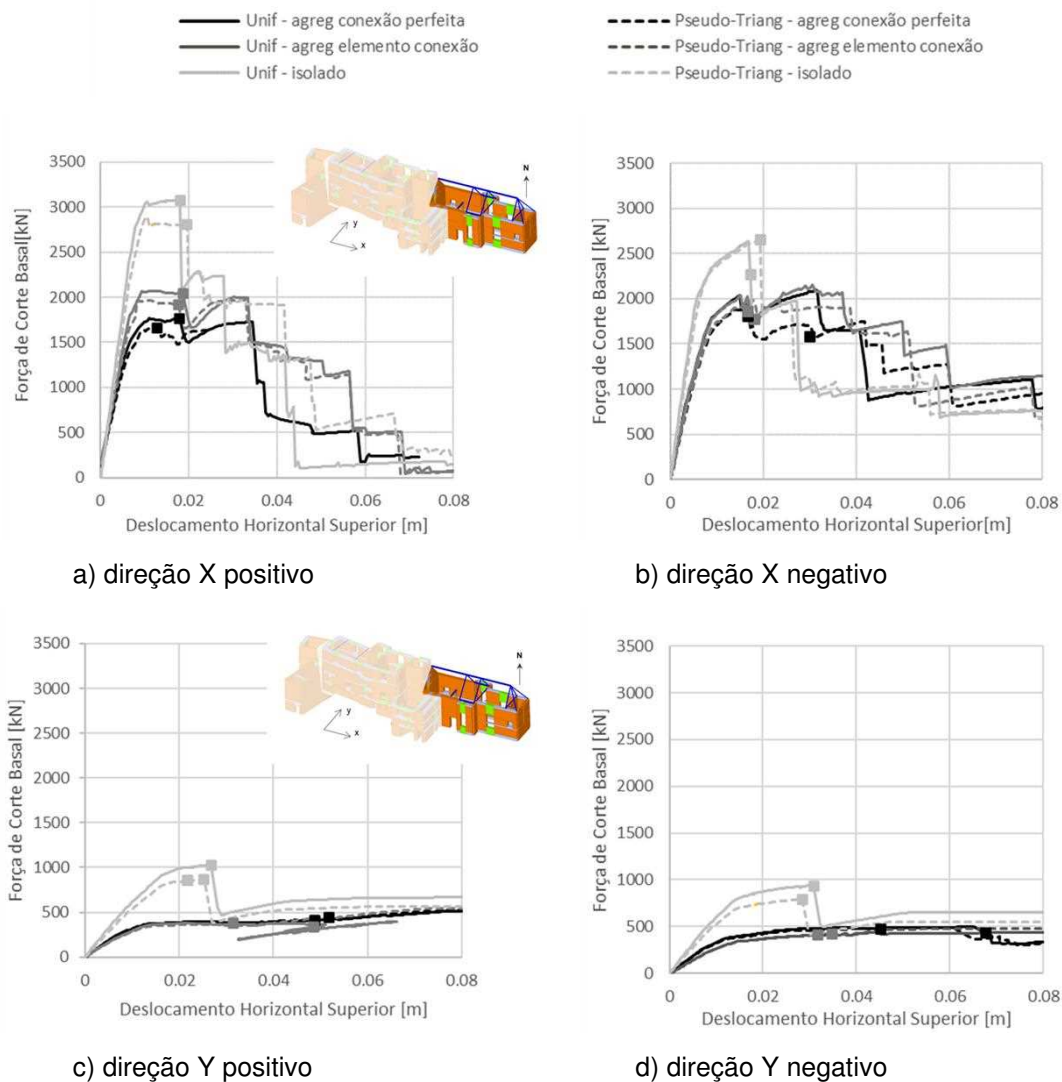


Fig. 7 – Curvas de capacidade para o caso de estudo na (a) direção x, e (b) direção y, considerando um carregamento uniforme.

O modo de colapso observado foi o mesmo para a direção X em todos os modelos, e corresponde à rotura por corte de uma das paredes longitudinais principais da Unidade 2 (ver Fig. 8 e Fig. 9), a parede 18, já anteriormente assinalada na Fig. 5 por pertencer

às Unidades 1 e 2. Enquanto isso, na direção Y, a parede que colapsa primeiro varia entre o modelo isolado e os agregados, sendo que nessa direção existem apenas duas paredes nas extremidades da Unidade 2 com relevância estrutural.

Na Fig. 8 observa-se que os lintéis conectores estão sob forças de tração, o que significa que a Unidade 2 apresenta deslocamentos superiores aos da Unidade 1, criando um intervalo entre as duas unidades quando empurradas da esquerda para a direita, como tão comumente acontece em agregados. O fenómeno ocorre devido à diferente rigidez das unidades, sendo que a Unidade 1 é a que possui maior rigidez, mesmo construída uma alvenaria de qualidade inferior. No entanto, ao analisar os resultados para a direção X negativo com as conexões modeladas por lintéis, observa-se que no início da análise as Unidades 1 e 3 são mais rígidas do que a Unidade 2, fechando a área de interação entre unidades. Contudo, esse comportamento altera-se à medida que as Unidades 1 e 3 começam a ficar danificadas e a Unidade 2 passa a apresentar maior rigidez que as outras. Como no deslocamento último na direção X negativo para o carregamento pseudo-triangular as Unidades 1 e 3 já se encontram bastante danificadas, com perda de rigidez, os elementos de ligação (lintéis) apresentam também forças de tração (Fig. 9). Para o modelo com ligações perfeitas, não é possível retirar estas conclusões, uma vez que as unidades partilham os nós de interação e por isso os nembos adjacentes apresentam o mesmo deslocamento na zona da conexão entre edifícios e o mesmo tipo de danos.

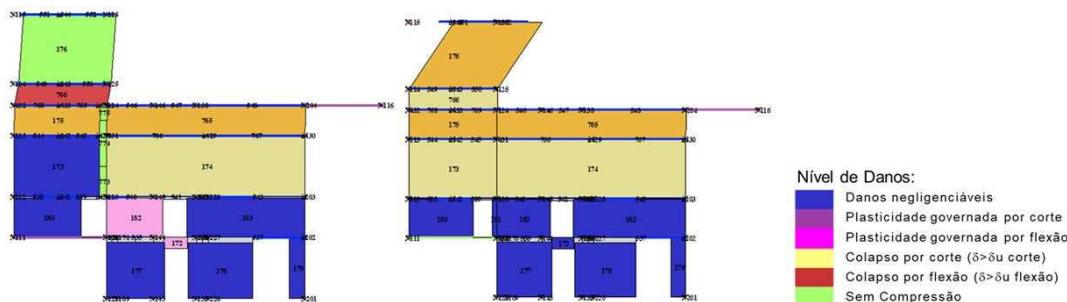


Fig. 8 – Comparação do padrão de danos da parede 18 no deslocamento último de uma análise *pushover* com um carregamento pseudo-triangular em X positivo para o modelo com lintéis de conexão (esquerda) e ligações perfeitas (direita).

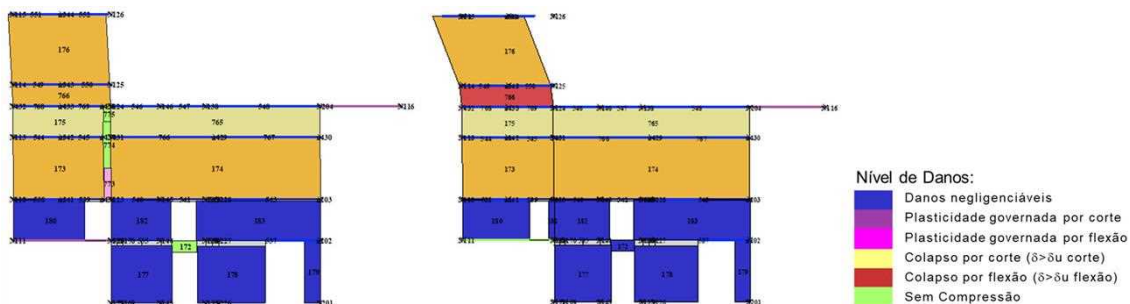


Fig. 9 - Comparação do padrão de danos da parede 18 no deslocamento último de uma análise *pushover* com um carregamento pseudo-triangular em X negativo o para o modelo com lintéis de conexão (esquerda) e ligações perfeitas (direita).

#### 4. CONCLUSÕES

Foi realizado um estudo para modelar edifícios agregados complexos usando o Método dos Pórticos Equivalentes (MPE), tendo o Palácio Nacional de Sintra, em Portugal, como caso de estudo. Este agregado, que remonta ao século X, sofreu alterações e adições ao longo dos séculos. Três unidades individuais dentro do

agregado foram modeladas tanto de forma isolada como em agregado. O nível de ligação entre as unidades foi examinado, assumindo conexões monolíticas perfeitas ou conexões mais fracas com propriedades de alvenaria de pedra ordinária e sem resistência à tração.

No modelo com conexões perfeitas, as unidades individuais são modeladas ligando-se entre si através de nós partilhados, enquanto no modelo com ligações mais fracas são introduzidos lintéis de ligação entre as unidades. O estudo também explorou o efeito do agregado com alturas de pavimento diferentes, dividindo os nembos adjacentes à conexão em dois.

Análises estáticas não lineares foram realizadas com o objectivo de investigar a resposta no plano das conexões entre unidades estruturais. Curvas de capacidade revelaram diferenças significativas no comportamento entre modelos isolados e em agregado, embora o impacto de diferentes tipos de ligação fosse menos pronunciado. O estudo sugeriu que o efeito agregado, com lintéis de conexão entre as unidades, representa um padrão de danos mais preciso.

Estudos futuros adicionais deverão explorar métodos alternativos para modelar conexões entre unidades estruturais. Além disso, uma análise da distribuição das forças de corte basais entre unidades estruturais em modelos agregados *versus* isolados mostrou que as Unidades 1 e 2 exibem forças de corte superiores quando isolada, enquanto a Unidade 3, de menor dimensão, apresenta o comportamento oposto. Este estudo poderá no futuro ser estendido, aplicando vários níveis de aceleração para compreender melhor a distribuição de forças nas unidades, tanto na fase elástica quanto na danificada.

## 5. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Dr. Cláudio Marques por toda a ajuda prestada como especialista na história do Palácio Nacional de Sintra. Os autores também gostariam de reconhecer o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia (Ministério da Ciência e Tecnologia da República Portuguesa) por meio de uma bolsa de doutoramento [SFRH/BD/145571/2019] e do projeto UIDB/04625/2020 do CERIS.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Guerreiro, L., Azevedo, J., Proença, J., Bento, R. and Lopes, M. (2000) Damage in ancient churches during the 9th of July 1998 Azores earthquake. *Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland.
- [2] D'Ayala D.F. and Paganoni S. (2011) Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering* **9**(1), 81–104. DOI: 10.1007/s10518-010-9224-4
- [3] Penna, A., Morandi, P., Rota, M., Manzini, C.F., da Porto, F. and Magenes, G. (2014) Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* **12**, 2255–2273. DOI: 10.1007/s10518-013-9496-6
- [4] Sorrentino, L., Cattari, S., Da Porto, F., Magenes, G. and Penna, A. (2019) Seismic behaviour of ordinary masonry buildings during the 2016 central Italy earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering* **17**(10), 5583-5607.
- [5] Carocci, C. F. (2012) Small centres damaged by 2009 L'Aquila earthquake: on site analyses of historical masonry aggregates. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **10**, 45-71.
- [6] Cardinali, V., Cristofaro, M.T., Ferrini, M., Nudo, R., Paoletti, B., and Tanganelli, M. (2022). A Multiscale Approach for the Seismic Vulnerability Assessment of Historical Centres in Masonry Building Aggregates: Cognitive Approach and

- Interdisciplinary Perspectives. *International Journal of Architectural Heritage*, **16**(6), 839–64.
- [7] Angiolilli, M., Lagomarsino, S., Cattari, S., and Degli Abbati, S. (2021) Seismic fragility assessment of existing masonry buildings in aggregate. *Engineering Structures* **247**, 113218. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113218
- [8] Gagliardo, R., Godio, M., Portioli, F.P.A., and Landolfo, R. (2023) Seismic analysis of failure mechanisms in adjacent interacting stone masonry buildings via rigid block modeling. *Bull Earthquake Eng.* DOI: 10.1007/s10518-023-01659-1
- [9] Tomić, I. and Beyer, K. (2023). Shake-table test on a historical masonry aggregate: prediction and postdiction using an equivalent-frame model. *Bull Earthquake Eng.* DOI: 10.1007/s10518-023-01765-0
- [10] Ponte, M., Bento, R., and Vaz Silva, D. (2017) A multi-disciplinary approach to the seismic assessment of the National Palace of Sintra. *International Journal of Architectural Heritage*, 757-778. DOI: 10.1080/15583058.2019.1648587
- [11] Godinho, M., Machete, R., Ponte, M., Falcão, A.P., Gonçalves, A.B., Bento, R. (2019) BIM as a resource in heritage management: An application for the National Palace of Sintra, Portugal. *Journal of Cultural Heritage*, **43**, 153-162. DOI: 10.1016/j.culher.2019.11.010
- [12] Malcata, M., Ponte, M., Tiberti, S., Bento, R., Milani, G. (2020) Failure analysis of a Portuguese cultural heritage masterpiece: Bonet building in Sintra. *Engineering Failure Analysis*, **115**, 104636. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2020.104636
- [13] Ponte, M., Bento, R., Costa, A., Quelhas, B., Guedes, J.M., Ilharco, T., Lopes, V. (2021). Reduction of earthquake risk of the National Palace of Sintra in Portugal: The palatine chapel. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, **60**, 102172. DOI: 10.1016/j.ijdr.2021.102172
- [14] S.T.A. DATA. (2018). *3Muri* (Version 11.5) [Computer Program]. Italy. Available at <https://www.servizi.stadata.com/download/?lang=en&sw=3muri+project>
- [15] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. (2013) TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Eng. Struct.*, **56**, 1787–1799. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.08.002
- [16] Penna, A., Lagomarsino, S., Galasco, A. (2014). A nonlinear macro-element model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **43**(2), 159-179. DOI: 10.1002/eqe.2335

## **MODELAÇÃO DE MURETES DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL EM COMPRESSÃO-CORTE UTILIZANDO MODELOS DE PARTÍCULAS 2D: CARGAS MONOTÓNICAS E CÍCLICAS**

**NUNO AZEVEDO**  
Investigador auxiliar  
LNEC

**FERNANDO F. S. PINHO**  
Professor Auxiliar  
CERIS & FCT NOVA

**ILDI CISMASIU**  
Professora Auxiliar  
CERIS & FCT NOVA

### **SUMÁRIO**

A avaliação estrutural das paredes de alvenaria de pedra tradicional é uma tarefa complexa devido à heterogeneidade e incerteza nas propriedades dos materiais constituintes, argamassa e pedra, e à variabilidade do posicionamento e geometria destes elementos na alvenaria. Nesta comunicação, modelos experimentais de alvenaria de pedra (muretes), construídos de acordo com técnicas tradicionais portuguesas, ensaiados experimentalmente sob condições de carregamento em compressão-corte, são avaliados numericamente, adotando uma abordagem de micro-modelação através de um modelo de partículas 2D (2D-MP). Estudos anteriores demonstram que os modelos 2D-MP conseguem prever o comportamento de estruturas de alvenaria antiga, nomeadamente a propagação de fendas, os modos de rotura final, a resistência máxima ao corte e a ductilidade da parede observados experimentalmente em compressão uniaxial e compressão-corte. Neste trabalho apresentam-se os estudos numéricos desenvolvidos que permitem avaliar a influência do nível de pré-compressão na resposta monotónica em compressão-corte e o desempenho do modelo 2D-MP na reprodução de ensaios cíclicos.

### **ABSTRACT**

The structural evaluation of traditional stone masonry walls is a complex task due to the heterogeneity and uncertainty in the properties of the constituent materials, mortar and stone, and the variability of the positioning and geometry of these elements in the masonry. In this article, stone masonry specimens, built according to traditional Portuguese techniques, tested experimentally under compressive-shear loading conditions, are evaluated numerically, adopting a micro-modeling approach through a 2D particle model (2D-MP). Previous studies have shown that 2D-MP models can predict the behavior of old masonry structures, namely crack propagation, final failure modes, maximum shear strength and wall ductility observed experimentally in uniaxial compression and compression-shear. This paper presents the numerical studies carried out to assess the influence of the level of pre-compression on the monotonic response in compression-shear and the performance of the 2D-MP model in reproducing cyclic tests.

**PALAVRAS-CHAVE:** Alvenaria de pedra tradicional, Ensaios de compressão-corte, Modelação numérica, Modelo de partículas 2D, Cargas monotónicas e cíclicas.



## 1. INTRODUÇÃO

Os edifícios antigos em Portugal representam cerca de 50% do património edificado, sendo as suas paredes estruturais maioritariamente construídas com alvenaria de pedra. Este tipo de alvenaria é naturalmente heterogéneo e composto principalmente por dois materiais: um material de enchimento, pedra, sobretudo, de origem calcária, e um ligante, como a cal aérea [1]. Os edifícios de alvenaria antigos foram construídos para resistir apenas a cargas verticais, pelo que são particularmente vulneráveis a ações sísmicas, com a particularidade da sua construção ser anterior à existência de códigos e regulamentos de segurança estrutural.

De modo a melhorar o comportamento estrutural de estruturas de alvenaria de pedra e definir soluções de reabilitação adequadas, é necessário compreender o seu comportamento estrutural, o que pode ser conseguido através de modelação numérica [2]. Nesta comunicação é adotada uma estratégia de micro-modelação baseada num modelo de partículas detalhado (MP), implementado no módulo computacional *Parmac2D*, que foi desenvolvido para os estudos de fratura no betão [3] e no betão armado [4].

O modelo de partículas adotado segue uma formulação de elementos discretos (DEM) que foi inicialmente proposta para materiais granulares [5]. Em comparação com os modelos de base contínua os modelos MP incluem explicitamente a variabilidade e a heterogeneidade do material, considerando a estrutura granular do material a modelar.

Em [6] foi demonstrado que modelos do tipo MP podem ser adotados com sucesso na modelação de paredes tradicionais de alvenaria de pedra sob compressão uniaxial. De modo a poder adotar um modelo do tipo MP na previsão do comportamento estrutural de alvenarias de pedra é necessária uma calibração prévia dos parâmetros de contacto com dados experimentais conhecidos da argamassa e da pedra [6]. Mais recentemente foi desenvolvido um modelo 2D-MP reforçado (2D-MPR) [7], no qual os conectores de aço são discretizados utilizando elementos de barra e as interações pedra-barra de aço e argamassa-barra de aço, são modeladas através de uma interface de contacto partícula-barra. O modelo 2D-MPR demonstrou ser capaz de reproduzir o efeito de confinamento transversal baseado no aço em paredes de alvenaria de pedra antiga [7].

Com o trabalho apresentado pretende-se demonstrar que o modelo MP adotado consegue reproduzir a resistência máxima, o modo de rotura e o comportamento mecânico global observado experimentalmente em paredes de alvenaria de pedra sob compressão-corte. De seguida apresentam-se os estudos numéricos desenvolvidos que permitem avaliar a influência do nível de pré-compressão na resposta sob carregamento monotónico em compressão-corte. Por fim avalia-se o desempenho do modelo 2D-MP sob carga cíclica.

## 2. MODELOS DE PARTÍCULAS (MP)

### 2.1. Formulação geral

Num modelo do tipo 2D-MP os elementos da estrutura de alvenaria (pedras e argamassa) são representados por partículas circulares rígidas que interagem entre si através de pontos de contacto. As forças exercidas em cada partícula são determinadas tendo por base as forças de contacto, que por sua vez são definidas em função dos deslocamentos relativos entre a partícula e as partículas vizinhas. A solução numérica é obtida aplicando a segunda lei de Newton para calcular a posição de cada partícula circular e leis de força-deslocamento para determinar as forças em cada contacto.

As equações do movimento, incluindo o amortecimento não-viscoso local, são dadas por (1) e (2):

$$F_i(t) + F_i^d(t) = m \ddot{x}_i(t) \quad (1)$$

$$M_3(t) + M_3^d(t) = I \dot{\omega}_3(t) \quad (2)$$

onde  $F_i(t)$  e  $M_3(t)$  representam o vetor de forças e o momento aplicados no tempo  $t$ ;  $F_i^d(t)$  e  $M_3^d(t)$  representam o vetor de forças de amortecimento e o momento de amortecimento aplicados no tempo  $t$ ,  $m$  e  $I$  correspondem à massa e ao momento de inércia da partícula circular;  $\ddot{x}_i(t)$  corresponde à aceleração da partícula e  $\dot{\omega}_3(t)$  corresponde à aceleração angular da partícula. A integração da equação de movimento é efectuada explicitamente usando o método das diferenças centrais [3, 5].

Em cada passo de cálculo, os incrementos da força normal ( $\Delta F_n(t)$ ) e da força de corte ( $\Delta F_{s,i}(t)$ ) são determinados, em cada ponto de contacto, com base numa relação linear força-deslocamento, relações (3) e (4):

$$\Delta F_n(t) = -k_n \Delta x_n(t) \quad (3)$$

$$\Delta F_s(t) = -k_s \Delta x_s(t) \quad (4)$$

em que  $k_n$  e  $k_s$  representam a rigidez normal e tangencial do ponto de contacto;  $\Delta x_n(t)$  e  $\Delta x_s(t)$  correspondem ao incremento de deslocamento relativo, definido no ponto de contacto, na direcção normal e na direcção tangencial.

## 2.2. Propriedades elásticas e resistentes do ponto de contacto

Existem várias expressões adotadas na definição das propriedades elásticas do ponto de contacto [3, 4]. Nesta comunicação, a rigidez de contacto nas direcções normal e tangencial foi definida com base nas expressões (5) e (6):

$$k_n = A_c \frac{\bar{E}}{d} \quad (5)$$

$$k_s = \alpha k_n \quad (6)$$

em que,  $\bar{E}$  é o módulo de elasticidade do material contínuo equivalente;  $d$  é a distância entre os centros de gravidade das partículas circulares em contacto;  $A_c$  é a área de contacto e  $\alpha$  é o fator que relaciona a rigidez de corte com a rigidez normal do contacto.

A resistência total à tração ( $F_{n,max}$ ), a coesão máxima ( $C_{max}$ ), a resistência ao corte máxima ( $F_{s,max}$ ) e a resistência total à compressão ( $F_{nc,max}$ ) do ponto de contacto são definidas em função da tensão máxima de tração ( $\sigma_{n,t}$ ), da tensão coesiva máxima ( $\tau$ ), da força normal atuante no contacto ( $F_n$ ), do termo de atrito ( $\mu_c$ ) e da tensão de compressão máxima, ( $\sigma_{n,c}$ ) e da área de contacto, de acordo com as expressões (7) a (9):

$$F_{n,max} = \sigma_{n,t} A_c \quad (7)$$

$$C_{max} = \tau A_c \quad (8)$$

$$F_{s,max} = C_{max} + F_n \mu_c \quad (9)$$

$$F_{nc,max} = \sigma_{n,c} A_c \quad (10)$$

Para o ponto de contacto é adotado nas direcções normal e de corte um modelo de dano com enfraquecimento bilinear, Fig. 1 [3, 4]. Neste modelo constitutivo, os valores máximos da resistência à tração e coesão são reduzidos de acordo com o valor total do dano, que é definido pela soma dos danos de tração e de corte. Em cada direcção, o valor do dano é definido em função do deslocamento máximo de contacto nessa direcção, Fig. 1. Como se mostra em [6], para as paredes de alvenaria de pedra é necessário adotar ao nível do ponto de contacto uma tensão de cedência na direcção normal à compressão.

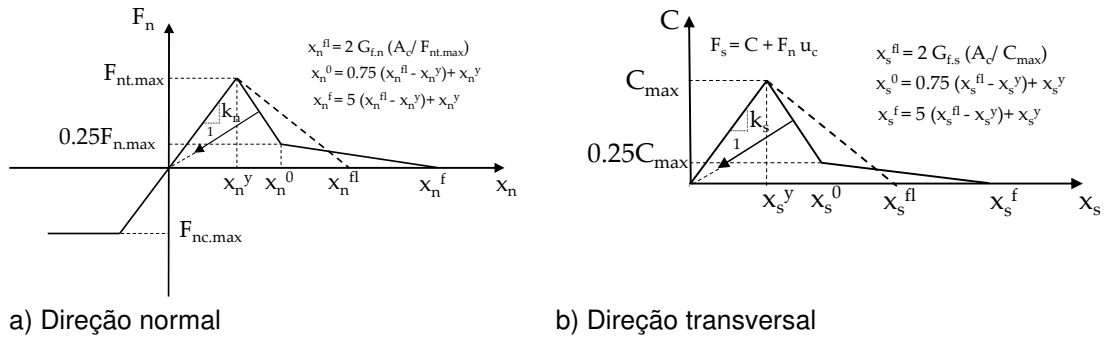


Fig. 1 - Modelo de dano com enfraquecimento bilinear com valor limite na direção normal em compressão.

### 3. MODELAÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

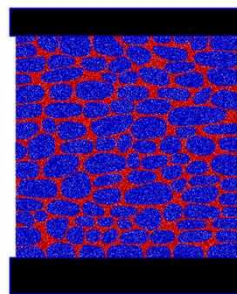
Os modelos 2D-MP desenvolvidos neste trabalho foram definidos com base em estudos experimentais realizados em [1, 8]. Estes estudos avaliaram a eficácia de diferentes técnicas de reforço submetendo os modelos de alvenaria de pedra a duas condições de ensaio específicas: ensaios de compressão axial e de compressão-corte monotônicos ou cíclicos. Os muretes reproduzem a alvenaria de pedra encontrada em edifícios antigos representativos de Portugal.

No presente estudo são apresentados os resultados da análise numérica de um murete de alvenaria de pedra não reforçada, M12, com dimensões 1.20x1.20x0.40 m<sup>3</sup> [1], Fig. 2a), ensaiado experimentalmente sob cargas de compressão-corte monotónico. O modelo numérico 2D-MP foi definido a partir da face frontal do murete ensaiado, com 0.40 m de espessura [1], Fig. 2b). Na discretização de cada elemento de pedra, com uma dimensão média de 16,7 cm, foi adotado um modelo PM com uma distribuição uniforme dos raios entre 0,003 m e 0,005 m. Na discretização da argamassa, foi adotada uma distribuição uniforme dos raios entre 0,000714 m e 0,00119 m, sendo que o valor do raio máximo adotado corresponde à dimensão máxima das partículas (grãos) da areia utilizada na argamassa de assentamento [1].

Num modelo 2D-MP de uma parede de alvenaria de pedra estão presentes três tipos de contacto: contacto argamassa-argamassa (a-a), contacto argamassa-pedra (a-p) e contacto pedra-pedra (p-p). As propriedades elásticas e resistentes dos tipos a-a e p-p foram calibradas com base nos valores de caracterização mecânica da pedra e da argamassa [1] e são apresentadas em [6]. A Tabela 1 apresenta, para o modelo numérico desenvolvido da face frontal, o número de partículas e de contactos adotados na discretização.



a) Fotografia do murete M12



b) Modelo numérico 2D-MP

Fig. 2 - Fotografia do alçado frontal da parede M12 com contorno das pedras e o respetivo modelo 2D-MP.

Tabela 1- Modelos 2D-MP: Número de partículas e contactos.

Modelo	Partículas		Contactos		
	Pedra (p)	Argamassa (a)	(p-p)	(a-a)	(a-p)
M12	22061	142519	59708	403914	28512

#### 4. CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS MODELOS NUMÉRICOS

As propriedades elásticas e resistentes de cada tipo de contacto foram calibradas tendo por base os resultados experimentais apresentados em [1] e alguns ensaios realizados no âmbito da validação de modelos do tipo MP em paredes de alvenaria antiga [6], nomeadamente ensaios de compressão uniaxial em provetes de pedra e de argamassa. As propriedades dos contactos p-p foram calibradas em provetes de 0,20mx0,20m e as propriedades dos contactos a-a foram calibradas em modelos de 0,04mx0,04m.

Na Figura 3 apresenta-se o campo de fendilhação final obtido em ensaio de compressão para os parâmetros ótimos representativos da argamassa. Na Tabela 2 apresentam-se as propriedades calibradas de cada tipo e contacto. Adotou-se na direção normal um valor máximo de compressão de 0,80 MPa, próximo do valor máximo de compressão simples da argamassa de assentamento [8]. Na Tabela 3 apresentam-se as propriedades elásticas e resistentes: valores macroscópicos experimentais/valores numéricos após calibração

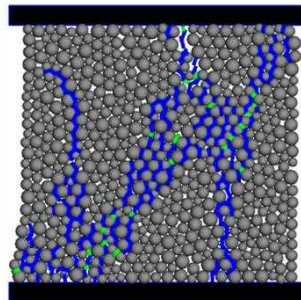


Fig. 3 – Modelo de argamassa – Campo de fendilhação final em ensaio de compressão.

Tabela 2 - Propriedades elásticas e resistentes dos contactos - Modelos 2D-MP.

Contactos	$\bar{E}$ (GPa)	$\alpha$	$\sigma_{n,t}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\mu_c$	$G_{f,n}$ (N/m)	$G_{f,s}$ (N/m)
p/p	8,6	0,11	8,9	35,7	1,0	0,3838	56,1403
a-a	0,09	0,43	0,22	0,22	1,0	0,0013	0,0031

Tabela 3 - Propriedades elásticas e resistentes valores macroscópicos: valores experimentais/valores numéricos após calibração

Material	Valores experimentais				Valores calibrados			
	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	E (GPa)	$\nu$	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	E (GPa)	$\nu$
Pedra calcária	47,8	--	6,0	0,29	47,8	--	5,9	0,30
Argamassa endurecida	0,65	0,30	0,075	0,16	0,66	00,16	0,075	0,16

## 5. CASOS DE ESTUDO

### 5.1. Ensaio numéricos monotónicos de compressão-corte

No âmbito da dissertação de mestrado [9] foram realizados ensaios numéricos de compressão-corte monotónicos para as condições de carregamento adotadas em [1], com base no modelo numérico desenvolvido que representa o murete M12. Nos ensaios numéricos, tentou-se reproduzir as condições adotadas nos ensaios experimentais, e.g. condições de apoio, modo de aplicação da carga, nível de pré-compressão. Numa primeira fase aplicou-se uma carga vertical de 108,9 kN, da ordem do que um murete situado no R/C estaria solicitado num hipotético edifício de 3 pisos [8] ( $\approx 0,23\text{MPa}$ ). De seguida realizou um ensaio de compressão-corte para uma velocidade horizontal da placa superior de  $1,25 \times 10^{-8}$  m/s.

Inicialmente, as propriedades do contacto a-p foram escolhidas para serem semelhantes às dos contactos a-a [6], ver Tabela 2, e numa segunda fase adotou-se para os contactos do tipo a-p uma redução de resistência de 50% face à resistência calibrada em provetes de argamassa para os contactos a-a [9].

Como mostra a Fig. 4, o modelo MP-2D prevê com boa aproximação a rigidez inicial e resistência máxima de corte cerca de 60% superior ao valor experimental quando as propriedades de resistência do contacto a-p são semelhantes às propriedades de resistência dos contactos a-a. O modelo 2D-MP com uma redução de 50% na resistência dos contactos a-p, Fig. 4, consegue prever também a resistência máxima ao corte próxima da observada experimentalmente, cujo valor médio foi de aproximadamente 50,10 kPa [8]. A capacidade de deformação última, drift calculado para 85% da tensão máxima, é de 0,55% próximo do valor experimental de 0,6% [1]. Os resultados numéricos obtidos indicam que é possível, dado o processo construtivo e o tipo de material adotados, que a zona do contacto argamassa-pedra apresente características resistentes inferiores às existentes no interior da argamassa.

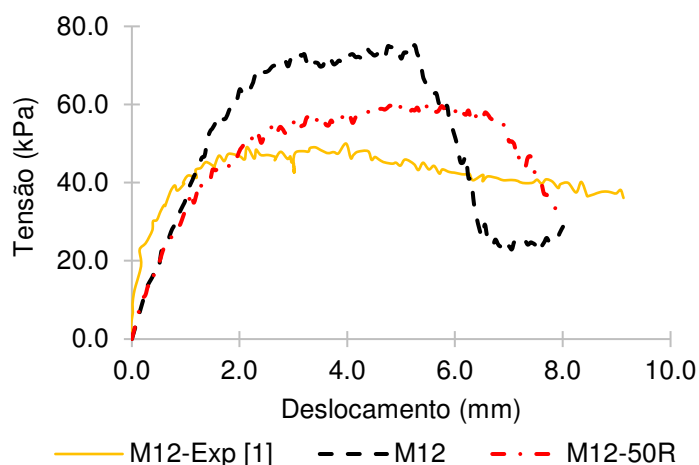


Fig. 4 – Curva tensão-deslocamento: Modelo MP-2D e experimental M12.

Na Fig. 5 apresenta-se o modo de rotura obtido experimentalmente bem como o modo de rotura e a distribuição de fendilhação prevista com o modelo 2D-MP. Verifica-se que o padrão de fendas previsto numericamente, fenda diagonal, Fig. 5 b) é semelhante ao observado experimentalmente. É ainda possível observar a existência de fendas por flexão próximas da base do murete, Fig. 5 c).

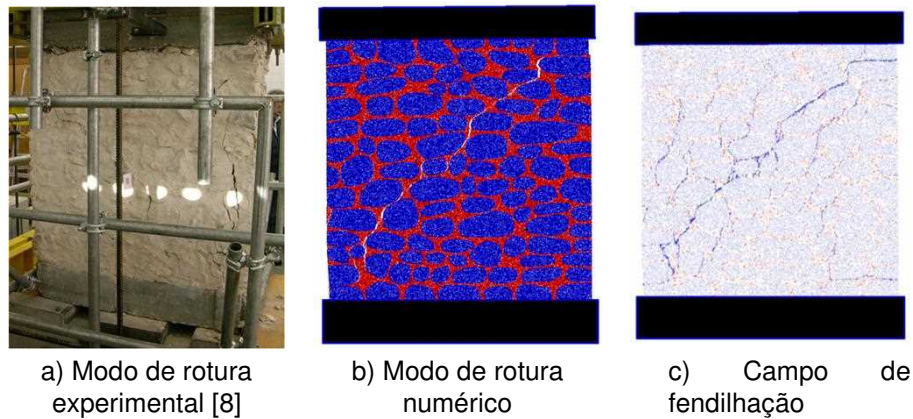


Fig. 5 - Modo de rotura experimental (M12) e modos de rotura e distribuição das fendas do modelo 2D-MP.

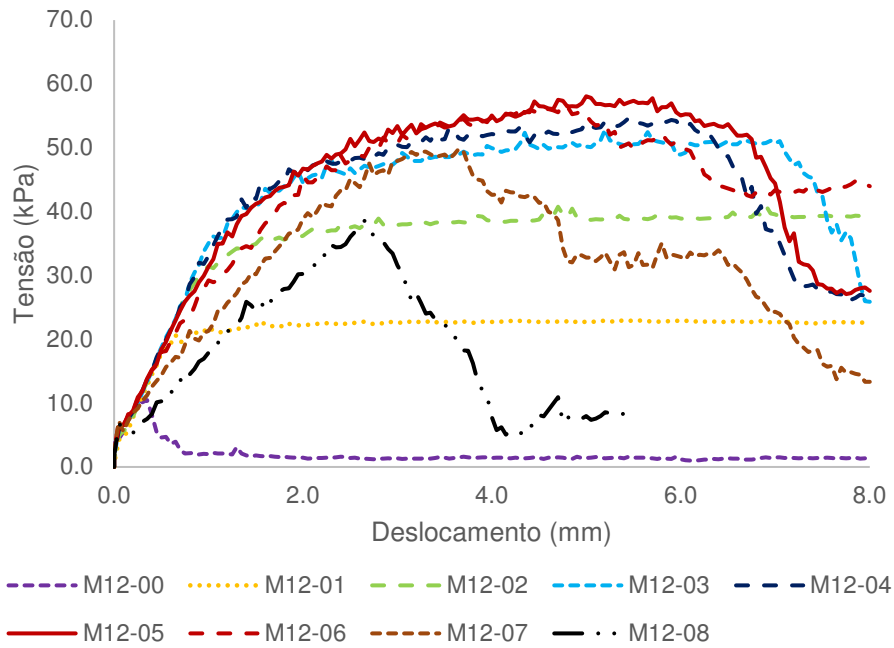
## 5.2. Influência do nível de pré-compressão em ensaios de corte

A capacidade de resistente e a capacidade de deformação da alvenaria de pedra em compressão-corte é fortemente influenciado do nível de pré-compressão [10]. A relação entre a resistência lateral e o nível de pré-compressão das paredes de alvenaria antiga não é fácil de estabelecer. Na literatura os valores de pré-compressão, para uma relação de corte (altura/comprimento) igual a 1, para os quais se atinge o valor máximo da capacidade resistente lateral variam entre 15%-35% [11] e 40%-50% de ( $\% \sigma_c$ ). O intervalo depende das características das paredes, da variabilidade das propriedades dos seus constituintes, das condições de apoio, da relação altura/comprimento, entre outros [12].”

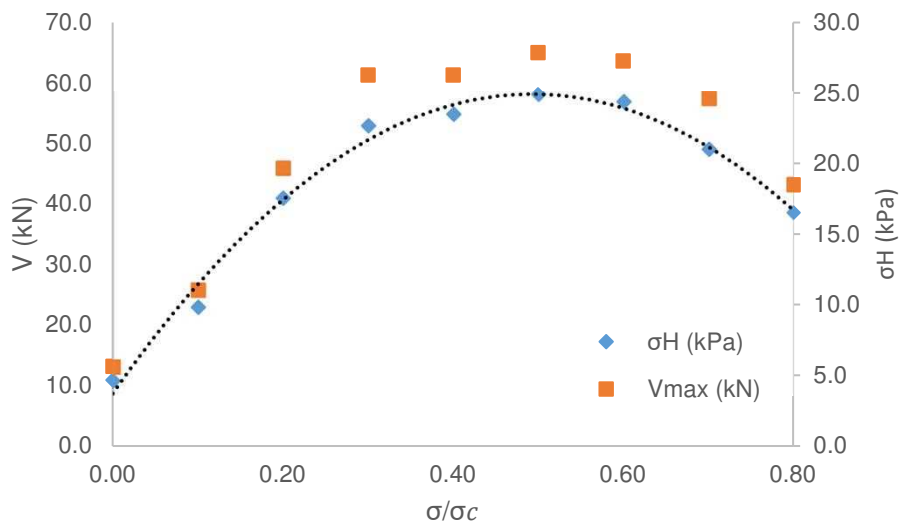
De modo a avaliar o desempenho dos muretes de alvenaria de pedra estudados, foram realizados ensaios numéricos onde se considerou a variação do valor de pré-compressão axial entre 0% e 80% do valor máximo de resistência uniaxial do murete ( $\sigma_c$ ) com incrementos de 10%. Foi tomado como modelo de referência o modelo M12-50R, com uma redução de 50% da resistência dos contactos a-p em relação à resistência calibrada em provetes de argamassa para os contactos a-a [9].

Na Fig. 6.a) são apresentadas as curvas de tensão-deslocamento obtidas numericamente para um ensaio monotónico de compressão-corte para os níveis de pré-compressão adotados. Observa-se que a capacidade resistente do modelo aumenta com o aumento do nível de pré-compressão até se atingir uma resistência máxima para um valor de pré-compressão de 50% do valor de resistência axial. Após esse valor máximo, o modo de rotura do murete começa a ser regido por compressão, em vez de apresentar fendas por corte e/ou por flexão, e a capacidade resistente ao corte do provete começa a diminuir.

Na tabela 4 apresentam-se os resultados numéricos obtidos em termos de carga máxima de corte e deslocamento ( $d_u$ ) e drift ( $\theta_u = d_u / H$ ) últimos correspondentes ao ponto de 85% da tensão máxima de corte. É possível observar que, para o caso de estudo, o nível de pré-compressão para o qual se atinge a capacidade resistente máxima situa-se no intervalo 30-60 ( $\% \sigma_c$ ). Na Fig. 6.b) verifica-se a existência de uma relação parabólica entre a capacidade resistente máxima ( $\sigma H$ ) e o nível de pré-compressão. A capacidade de deformação diminui com o aumento do nível de pré-compressão.



a) Curva tensão de corte-deslocamento horizontal para vários níveis de pré-compressão



b) Força de corte máxima ( $V_{max}$ ) e tensão máxima ( $\sigma_h$ ) em função do nível de pré-compressão

Fig. 6 – Influência do nível de pré-compressão - Modelo 2D-MP.

Tabela 4: Capacidade máxima de corte e de deformação do modelo 2D-MP para vários níveis de pré-compressão.

	(% $\sigma_c$ )								
	0	10	20	30	40	50	60	70	80
$V_{max}$ (kN)	5,6	23,0	40,9	52,8	54,7	58,0	56,8	48,9	38,5
$d_u$ (mm)	8,0	8,0	8,0	7,5	6,7	6,8	6,2	4,1	3,0
$\theta_u$ (%)	0,67	0,67	0,67	0,63	0,56	0,57	0,52	0,34	0,25

### 5.3. Ensaios cíclicos compressão-corte

O modelo 2D-MP do murete M12 submetido experimentalmente a um ensaio de compressão-corte monotónico [8], foi submetido a ensaios numéricos de compressão-corte alternados com o objetivo de avaliar a capacidade do modelo 2D-MP para simular o comportamento deste tipo de alvenaria em condições de carregamento complexas. O modelo numérico adotado corresponde ao modelo com a redução de 50% da resistência dos contactos do tipo a-p. Nos ensaios cíclicos adotou-se um valor de pré-compressão de 50% da tensão uniaxial máxima de compressão.

O protocolo de aplicação do deslocamento horizontal adotado numericamente é próximo do usado nos ensaios experimentais [8]. Assim, nos ensaios alternados, aplicou-se deslocamentos positivos e negativos de igual amplitude em patamares  $d_{max}/3$ , onde  $d_{max}$  corresponde ao deslocamento máximo observado nos ensaios monotónicos. Por razões computacionais nos ensaios numéricos em cada patamar somente realizou-se um só ensaio, enquanto nos ensaios experimentais se realizou a repetição de três ciclos completos para cada patamar. Adotou-se um valor  $d_{max}$  igual a 4,5 mm. A velocidade de aplicação de deslocamento horizontal é igual à adotada nos ensaios monotónicos ( $1,25 \times 10^{-8}$  m/s).

Os resultados do ensaio alternado e do ensaio monotónico em termos da evolução da força de corte com o deslocamento horizontal aplicado são apresentados na Fig. 7. Na Fig. 7 é igualmente apresentada a evolução do dano para os dois ensaios. Observa-se que no ensaio alternado o valor de dano final é cerca do dobro do valor de dano final obtido no ensaio monotónico. Observa-se igualmente que o modelo 2D-MP apresenta uma razoável capacidade de dissipação de energia.

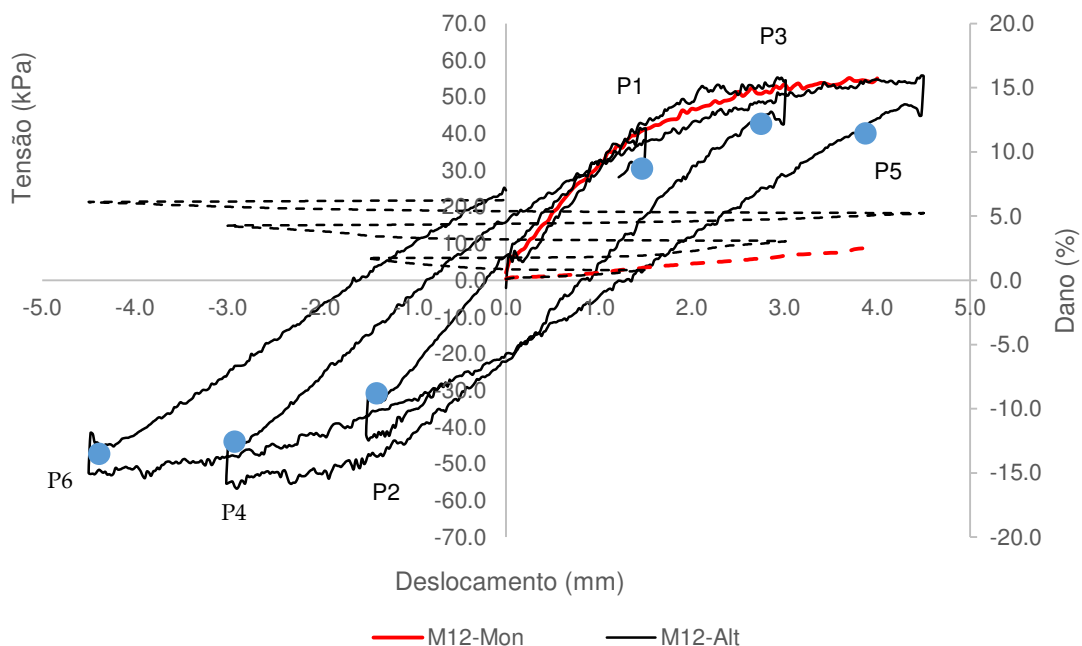


Fig. 7 – Ensaio alternado versus ensaio monotónico – Curva tensão-deslocamento e evolução do dano.



Na Fig.8 apresenta-se a deformada amplificada para os pontos de ensaio indicados no Fig. 7 e na Fig. 9 apresenta-se o campo de fendilhação para os mesmos pontos de ensaio na proximidade dos patamares de deslocamento. Verifica-se que o modelo 2D-MP prevê ligeiras diferenças no campo de deformação e no campo de fendilhação, em cada direção de carga, Fig. 8 e Fig. 9, no entanto a resposta global em termos de rigidez, de valor de pico e da inclinação das trajetórias de carga e descarga, são próximas em ambas as direções.

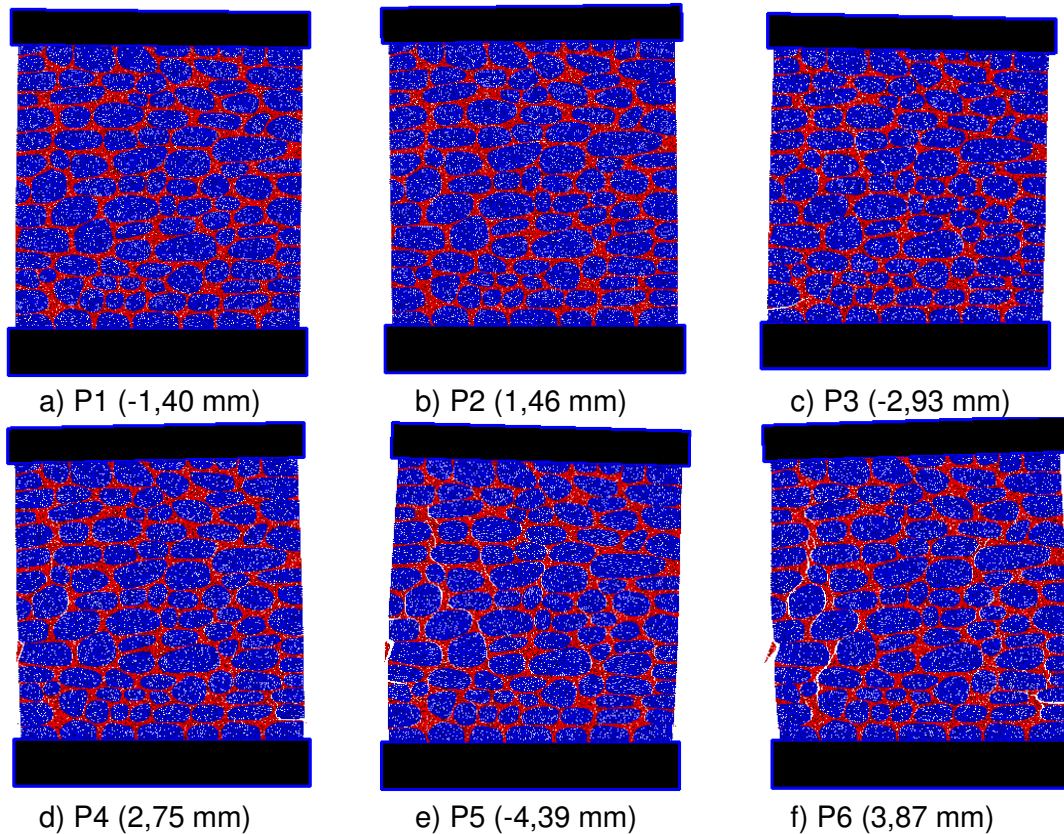


Fig. 8 – Ensaio alternado – Deformada amplificada (x10).

De acordo com o apresentado na Fig. 9, no patamar inicial (P1, P2) a fendilhação surge de forma dispersa preferencialmente nos contactos a-p, observando-se o aparecimento de uma fenda por flexão na base do modelo. Nos patamares intermédios (P3, P4) a fendilhação propaga-se em altura através da argamassa a partir dos contactos do tipo a-p inicialmente fendilhados. No patamar final (P5, e P6) observa-se que as fendas se agrupam em duas diagonais principais.

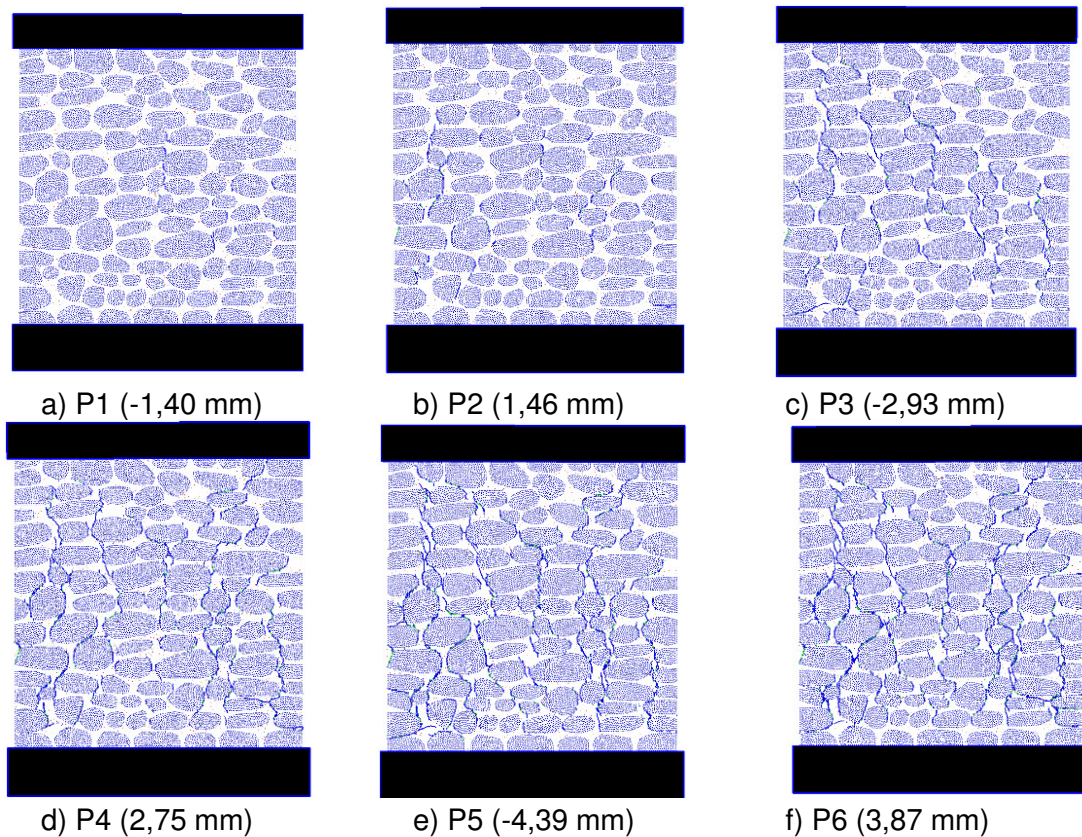


Fig. 9 – Ensaio alternado – Campo de fendilhação.

## 6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foram apresentados resultados de estudos numéricos da análise do comportamento de paredes de alvenaria de pedra antigas através da avaliação numérica da resistência, rigidez inicial, ductilidade e capacidade de dissipação de energia recorrendo a um modelo MP implementado no módulo computacional *Parmac2D*.

Os estudos numéricos apresentados mostram que o modelo MP adotado consegue reproduzir a resistência máxima, o modo de rotura, capacidade de deformação e o comportamento mecânico global observado experimentalmente em paredes de alvenaria de pedra sob compressão-corte. Do estudo apresentado verifica-se que as propriedades de resistência da interface argamassa-pedra influenciam a resposta do modelo 2D-MP, nomeadamente do seu valor de pico.

Os resultados obtidos com o modelo 2D-MP em ensaios de compressão-corte, para diferentes valores de pré-compressão, enquadram-se nos valores relatados na literatura de especialidade, diminuindo o valor a resistência de corte para níveis de pré-compressão próximos do valor resistente uniaxial ( $\% \sigma_c$ ).

Os resultados numéricos obtidos em ensaios cíclicos, do tipo alternados, indicam que o modelo 2D-MP prevê a degradação da rigidez do modelo durante os vários patamares. Mostram ainda que o modelo 2D-MP apresenta uma resposta próxima em cada direção, para cada patamar de carga, apresentando ainda uma razoável capacidade de dissipação de energia.

Os resultados demonstram que a compreensão do comportamento no plano de paredes de alvenaria de pedra antiga irregular quando sujeitas a ações horizontais pode ser melhorada com o recurso a micro-modelação do tipo MP.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Pinho, Fernando F. S. and Válder Lúcio, J. G. (2017) Rubble stone masonry walls. Material properties, carbonation depth and mechanical characterization". *International Journal of Architectural Heritage*. **11**(5), 685-702.
- [2] Lourenço, P. B. (2002) Computations of historical masonry constructions. *Progress in Structural Engineering and Materials*. **4**(3), 301-319.
- [3] Monteiro Azevedo, N. and Lemos, J. (2006) Aggregate shape influence in the fracture behaviour of concrete. *Structural Engineering and Mechanics*. **24**(4), 411-427.
- [4] Monteiro Azevedo, N. and Lemos, J., Almeida, J. (2010) A discrete particle model for reinforced concrete fracture analysis. *Structural Engineering and Mechanics*. **36** (3), 343-361.
- [5] Cundall, P.A. and Strack, O. D. L. (1979) Discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*. **29** (1), 47-65.
- [6] Monteiro Azevedo, N., Pinho, Fernando F. S., Cismasiu, I., Souza, M. (2022) Prediction of Rubble-Stone Masonry Walls Response under Axial Compression Using 2D Particle Modelling. *Buildings*. **12**.
- [7] Cismasiu, I., Monteiro Azevedo, N., Pinho, Fernando F. S. (2023) Numerical Evaluation of Transverse Steel Connector Strengthening Effect on the Behavior of Rubble Stone Masonry Walls under Compression Using a Particle Model. *Buildings*, **13**.
- [8] Pinho, Fernando F. S. (2007) Paredes de alvenaria ordinária - Estudo experimental com modelos simples e reforçados. *PhD Thesis*. Universidade NOVA de Lisboa.
- [9] Delignière, D. (2023). Modelação de ensaios experimentais de compressão uniaxial e compressão-corte em modelos de alvenaria de pedra tradicional através de modelos de partículas. *Dissertação de Mestrado*. Universidade NOVA de Lisboa.
- [10] Rezaie, A., Godio, M., Beyer, K. (2020) Experimental investigation of strength, stiffness and drift capacity of rubble stone masonry walls, *Construction and Building Materials*, **251**.
- [11] Ponte, M., Milosevic, J. & Bento, R. (2019) Parametrical study of rubble stone masonry panels through numerical modelling of the in-plane behaviour. *Bulletin of Earthquake Engineering* **17**: 1553-1574.
- [12] D'Altri, A. M. and de Miranda, S. (2022) Prediction of flexural drift capacity in masonry walls through a nonlinear truss-based model, *International Journal of Solids and Structures*, **243**.

**MODELAÇÃO NUMÉRICA E AVALIAÇÃO SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO  
PORTICADO TIPO DE BETÃO ARMADO EM LISBOA – COMPARAÇÃO DE  
DIFERENTES ABORDAGENS**

**ANTÓNIO SIMÕES**  
Aluno Doutoramento  
CERIS - IST

**RITA PERES**  
Investigadora  
CONSTRUCT - FEUP

**RITA BENTO**  
Professora Catedrática  
CERIS - IST

**Sumário**

Durante a ocorrência de sismos, as estruturas de edifícios de betão armado desenvolvem, muitas vezes, um comportamento não linear. Porém, este comportamento não é devidamente captado pelos modelos numéricos adotados e pelo tipo de análise realizada. Com os avanços computacionais, a realização de modelos numéricos que incorporam a não linearidade geométrica e material, passa a estar à disposição dos projetistas e torna-se possível a realização de análises não lineares, em detrimento das análises lineares. Assim surge uma alternativa mais rigorosa para avaliar a resposta de estruturas de betão armado durante a realização do projeto sísmico. O objetivo do presente estudo consiste na comparação das ferramentas/comandos disponíveis em dois programas, o SAP2000 e OpenSEES, para a modelação e análise não linear de estruturas de betão armado. Como conclusão deste trabalho, são realçadas as dificuldades e vantagens dos programas considerados, no que diz respeito à complexidade dos modelos, à necessidade ou não de programação, tempo de execução da análise e rigor dos resultados obtidos. Pretende-se, desta forma, apresentar algumas recomendações com vista a generalizar a utilização destes programas de cálculo na avaliação sísmica de edifícios de betão armado através de análises não lineares.

**Palavras-chave:** Edifícios de Betão Armado, Modelação Numérica Não Linear, Avaliação Sísmica, Análise Estática Não-Linear.

## 1. INTRODUÇÃO

Existe em Portugal, um grande número de edifícios de betão armado (BA) construídos entre 1950 e 1990, consequência da necessidade de resposta ao grande crescimento populacional desta época. Tendo em conta o conhecimento atual e a regulamentação existente, sabe-se que uma parte significativa destes edifícios foi concebida sem um dimensionamento sísmico adequado. Assim, é expectável que muitos destes edifícios apresentem um desempenho sísmico insatisfatório e, em muitos casos, não possuam a resistência mínima e a capacidade de deformação necessária para a verificação de segurança [1].

No contexto regulamentar atual [2], surgem as análises sísmicas lineares e não lineares, sendo que as últimas permitem uma avaliação mais adequada, descrevendo de forma mais fidedigna e rigorosa o comportamento sísmico dos edifícios existentes.

É amplamente reconhecido que as estruturas de edifícios de betão armado apresentam um comportamento não linear quando submetidas a sismos de intensidade média a alta. No entanto, é comum que este fenómeno não seja devidamente avaliado, especialmente em gabinetes de projeto, porque apenas se recorre a métodos simples de análise linear, independentemente do tipo de estrutura de betão armado em questão. Como resultado do progresso exponencial das ferramentas computacionais, surgem várias alternativas de modelação e análise não linear, agora à disposição dos projetistas para a avaliação sísmica e projeto de estruturas de engenharia.

A ausência de documentação de suporte nos programas de cálculo disponíveis, para a incorporação da não linearidade geométrica e material nos modelos numéricos é também um problema corrente em gabinetes de projeto. Consequentemente, não se tira partido das potencialidades dos programas comerciais existentes. É, portanto, importante aumentar a disponibilidade de documentação de suporte e oferecer mais cursos de especialização para os profissionais de projeto de estruturas.

## 2. MODELAÇÃO NÃO LINEAR DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

### 2.1 Modelos Não Lineares

Existem dois tipos de possibilidade de modelação dos elementos estruturais para incorporar ao seu comportamento não linear: os modelos de plasticidade concentrada (PC) e os modelos de plasticidade distribuída (PD).

Na Figura 1, é possível observar as diferentes hipóteses de modelação de um elemento viga-pilar, das quais três delas serão modeladas em dois diferentes programas, SAP2000 [3] e OpenSEES [4].

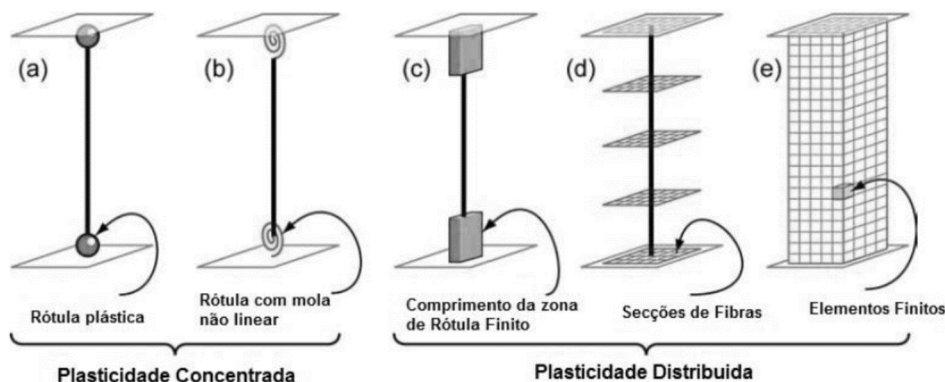


Figura 1: Modelos não lineares (adaptado de [5])

### 2.1.1 OpenSEES

No programa OpenSEES [4], foi possível definir o modelo não linear por plasticidade concentrada e distribuída. Num modelo de plasticidade concentrada, as rótulas plásticas incorporam não linearidade dos materiais, através da lei global da secção. A lei deverá ser calibrada em função dos diferentes comportamentos dos materiais constituintes de cada secção. Num modelo de plasticidade distribuída, a não linearidade dos elementos é incorporada através da associação da relação constitutiva material e geométrica às secções de malhas de elementos finitos que se distribuem ao longo do elemento.

Para este programa, o edifício foi modelado para as hipóteses b) e d) apresentadas na Figura 1. O modelo que melhor simula o comportamento de um edifício, aquando da ação sísmica, é o de plasticidade distribuída. Porém, o modelo de plasticidade concentrada, devido ao menor tempo de análise, considera-se uma boa solução de modelação numérica.

Para informação detalhada sobre a modelação dos modelos de plasticidade distribuída sugere-se a leitura dos trabalhos de [5] e [6], enquanto que para os modelos de plasticidade concentrada recomenda-se as referências [7], [8] e [9].

### 2.1.2 SAP2000

No SAP2000 [3] apenas foi possível a utilização do modelo de plasticidade concentrada para definir o comportamento não linear. Existem quatro hipóteses de modelação das rótulas plásticas no programa SAP2000 (Figura 2): duas de inserção manual, onde é necessário definir a relação momento-curvatura das secções que se preveem entrar em regime não linear, e duas automáticas, em que cálculo da curva momento-curvatura é função das propriedades da secção definida e idealizada como elástica-perfeitamente plástica.

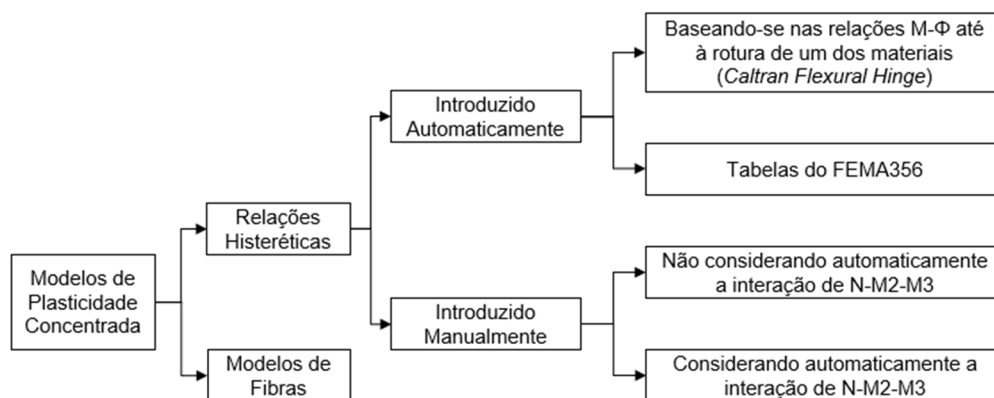


Figura 2: Modelos de plasticidade concentrada no SAP2000

Neste trabalho foi utilizado o modelo de plasticidade concentrada com a rótula plástica definida de acordo com a *Caltran Flexural Hinge* [10], que se baseia no cálculo de momento-curvatura até à rotura de um dos materiais da secção. Neste modelo é essencial definir a pormenorização da secção e o comportamento não linear dos materiais, i.e., do betão e do aço.

Salienta-se que a rótula *Caltran Flexural Hinge* é conceptualmente semelhante à rótula introduzida manualmente, pois ambas são baseadas na compatibilidade de deformações e no equilíbrio de forças.

## 2.2 Comparação entre a utilização do OpenSEES e o SAP2000 - Vantagens e Desvantagens

Nesta secção, realiza-se uma comparação entre as várias características dos programas de cálculo OpenSEES e SAP2000, assim como os diferentes modelos de plasticidade disponíveis em cada um deles.

O OpenSEES é um programa sem interface e apresenta certa complexidade em sua utilização. No entanto, destaca-se por proporcionar uma resposta eficaz e rápida em comparação com o SAP2000. Embora possua algumas limitações em determinados comandos, observa-se um contínuo progresso ao longo do tempo, evidenciado por diversas atualizações e melhorias.

O SAP2000, comparativamente com o OpenSEES, tem interface, mas uma capacidade inferior em termos de tempo de realização da análise.

Comparando o processo de modelação dos dois *software*, o OpenSEES apenas funciona a código, em linguagem TCL (apesar de existir uma interface gráfica avançada para o OpenSees, o STKO [11], sendo, no entanto, uma versão comercial com custos associados). Por outro lado, o SAP2000 pode funcionar tanto por código como por interface, o que leva a que se tenha maior facilidade de controlo, especialmente na modelação dos diferentes elementos estruturais constituintes do edifício, tornando o SAP2000 mais eficiente neste aspeto.

Como já foi referido, o modelo de plasticidade concentrado utilizado no SAP2000 foi o modelo de *Caltran Flexural Hinge*, visto ser de fácil utilização na modelação nas rótulas plásticas. Porém, os resultados obtidos com este modelo, quando comparados com os modelos do OpenSEES, é o que apresenta pior fiabilidade de resultados.

O modelo de plasticidade distribuída no OpenSEES apresenta maior complexidade de modelação comparativamente com os modelos de plasticidade concentrada, em SAP2000 e OpenSEES. No entanto, este destaca-se pela maior precisão nos resultados obtidos. A contrapartida deste modelo é que, por se tratar de um modelo de plasticidade distribuída, o tempo de computação da análise é muito superior ao tempo de computação das análises realizadas com modelos de plasticidade concentrada.

O modelo de plasticidade concentrada em OpenSEES, comparativamente com o modelo de plasticidade distribuída, é um modelo que apresenta menor complexidade e resultados igualmente satisfatórios. Em tempo de computação é a melhor solução dos dois modelos em OpenSEES, uma vez que realiza em alguns segundos a análise estática não linear de um edifício típico de betão armado de vários pisos.

Na eventualidade de ocorrência de erros no modelo, devido à falta de uma interface direta no OpenSEES, a identificação desses erros pode ser consideravelmente mais complexa em comparação com o SAP2000. No entanto, adotar uma abordagem de desativação progressiva do código em intervalos regulares permite uma identificação e correção facilitada dos erros que emergem.

Num modelo complexo utilizando o OpenSEES, é aconselhável começar por desenvolver inicialmente um modelo mais simples, como a análise de pilares e pórticos da estrutura. Isto permite definir corretamente a orientação dos eixos a serem considerados, tanto nos elementos estruturais, como nas rótulas plásticas, neste caso, apenas para a plasticidade concentrada.

### 3. CASO DE ESTUDO – EDIFÍCIO PORTICADO DE BA REPRESENTATIVO DO EDIFICADO EM LISBOA

Na presente secção é feita a descrição do edifício porticado selecionado para a modelação e realização de análises estáticas não lineares nos dois *software*, SAP2000 e OpenSEES. Na Tabela 1 e Tabela 2, 3 e 4, apresentam-se as características do edifício selecionado, que se basearam nos resultados obtidos com o tratamento estatístico realizado ([8] e [12]) dos dados recolhidos de edifícios de BA porticados anteriores a 1970.

Tabela 1: Caracterização do edifício em estudo

<b>Caracterização do Edifício Representativo</b>	
Número de pisos acima do solo	5
Altura do primeiro piso (m)	3,7
Altura dos restantes pisos (m)	3
h [laje] (m)	0,14
Material	B225, A40
Irregularidade (Piso Vazado)	Sim

Tabela 2: Caracterização do pilar maior dimensão

<b>Pilar Maior Dimensão</b>						
Pisos	bxh (m <sup>2</sup> )	Ac (m <sup>2</sup> )	plong (%)	ptransv (%)	Varões Long.	Varões Transv.
RC - 1 <sup>o</sup>	0,3x0,7	0,21	1,05	0,17	10Φ16+2Φ12	Φ8//0,2
1 <sup>o</sup> - 2 <sup>o</sup>	0,25x0,7	0,175	0,85	0,11	6Φ16+2Φ12	Φ6//0,2
2 <sup>o</sup> - 3 <sup>o</sup>	0,25x0,6	0,15	0,85	0,11	6Φ16	Φ6//0,2
3 <sup>o</sup> - 4 <sup>o</sup>	0,25x0,6	0,15	0,65	0,11	4Φ16+2Φ12	Φ6//0,2
4 <sup>o</sup> - 5 <sup>o</sup>	0,25x0,45	0,1125	0,65	0,11	6Φ12	Φ6//0,2

Tabela 3: Caracterização do pilar comum

<b>Pilar Comum</b>						
Pisos	bxh (m <sup>2</sup> )	Ac (m <sup>2</sup> )	plong (%)	ptransv (%)	Varões Long.	Varões Transv.
RC - 1 <sup>o</sup>	0,25x0,45	0,1125	1	0,20	10Φ12	Φ8//0,2
1 <sup>o</sup> - 2 <sup>o</sup>	0,25x0,45	0,1125	0,8	0,11	8Φ12	Φ6//0,2
2 <sup>o</sup> - 3 <sup>o</sup>	0,25x0,45	0,1125	0,8	0,11	8Φ12	Φ6//0,2
3 <sup>o</sup> - 4 <sup>o</sup>	0,25x0,45	0,1125	0,6	0,11	6Φ12	Φ6//0,2
4 <sup>o</sup> - 5 <sup>o</sup>	0,25x0,45	0,1125	0,6	0,11	6Φ12	Φ6//0,2

Tabela 4: Caracterização das vigas

<b>Vigas (RC-5<sup>o</sup> Piso)</b>						
	bxh (m <sup>2</sup> )	Ac (m <sup>2</sup> )	plong (%)	ptransv (%)	Varões Long.	Varões Transv.
Vigas Ext.	0,25x0,5	0,125	0,65	0,15	8Φ12	Φ6//0,2
Vigas Int.	0,25x0,5	0,125	0,5	0,15	6Φ12	Φ6//0,2

Na Figura 3, apresenta-se o edifício analisado, com os elementos estruturais devidamente identificados. Existem dois tipos de pilar, apresentados na Tabela 2 e Tabela 3, respetivamente o pilar de maior dimensão (que corresponde ao P7 apresentado na planta) e o pilar comum (correspondente aos restantes pilares). A



numeração dos pilares comuns está dependente da área de influência de cada pilar, visto que fará variar o esforço axial e conseqüentemente o comportamento das rótulas.

Para os pilares de maior dimensão, fez-se a dispensa de armadura e redução da secção transversal em altura do edifício, enquanto nos pilares comuns, apenas se fez a dispensa de armadura.

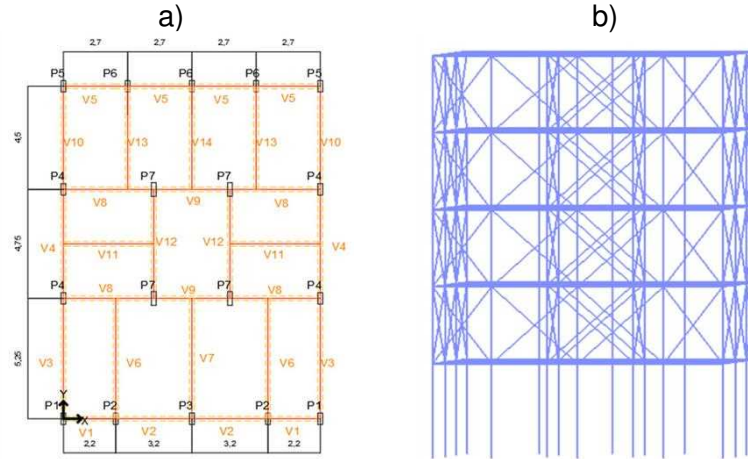


Figura 3: Representação do Edifício em planta a) e em vista tridimensional b)

O modelo do edifício, objeto deste estudo, é um modelo com a estrutura de betão indicada na Figura 3, com paredes de alvenaria em todos os pisos acima do rés-do-chão, designado por modelo de piso vazado. Neste modelo também não se considerou a existência de paredes de alvenaria na fachada de tardoz do edifício, conseqüência das grandes aberturas existentes nas paredes desta fachada.

O comportamento do betão foi modelado de acordo com o modelo proposto por Mander [13], enquanto o comportamento do aço foi modelado de acordo com o modelo proposto por Park-Paulay [14].

Em relação à modelação das paredes de alvenaria (PA) adotou-se o modelo de escoras diagonais à compressão que simulam a ação a que estas paredes estão sujeitas durante a ação sísmica, cujo comportamento não linear foi definido através de um modelo quadrilinear, apresentados em [15] e [16].

Na Tabela 5, apresentam-se as propriedades mecânicas consideradas para os três materiais.

Tabela 5: Propriedades mecânicas dos materiais

<b>Betão</b>	$E_c$ (GPa) 30	$f_{cm}$ (MPa) 28	$\epsilon_c$ (‰) 2	$\epsilon_{cu}$ (‰) 3,5
<b>Aço</b>	$E_s$ (GPa) 210	$f_y$ (MPa) 400	$f_u$ (MPa) 513	$\epsilon_{su}$ (‰) 0,14
<b>Alvenaria</b>	$E_w$ (GPa) 4,129	$G_w$ (GPa) 1,24	$\tau_{cr}$ (MPa) 0,28	

\*Em que:  $E_c$  – módulo de elasticidade do betão;  $f_{cm}$  – resistência média à compressão;  $\epsilon_c$  – extensão à compressão;  $\epsilon_{cu}$  – extensão última;  $E_s$  – módulo de elasticidade do aço;  $f_y$  – tensão de cedência do aço;  $f_u$  – tensão de rotura do aço;  $\epsilon_{su}$  – extensão de rotura do aço;  $E_w$  – módulo de elasticidade da alvenaria;  $G_w$  – módulo de distorção da alvenaria;  $\tau_{cr}$  – tensão de corte da alvenaria.

Em relação à modelação das lajes considerou-se que as mesmas têm rigidez suficiente no seu plano para garantir o efeito de diafragma rígido em cada piso. As fundações, como simplificação, foram modeladas como encastramento perfeito.

## 4. ANÁLISE NUMÉRICA – RESULTADOS

### 4.1 Análise Dinâmica Modal

Na Tabela 6, apresentam-se os resultados da análise dinâmica modal dos três modelos desenvolvidos: os modelos de plasticidade concentrada (PC) e distribuída (PD) em OpenSEES e o modelo de plasticidade concentrada em SAP2000.

Tabela 6: Frequências e períodos dos diferentes modelos

Modo	PC OpenSEES		PD OpenSEES		PC SAP2000	
	T(seg)	f(Hz)	T(seg)	f(Hz)	T(seg)	f(Hz)
Translação em X	0,70	1,43	0,59	1,70	0,60	1,67
Torção (Z)	0,45	2,22	0,37	2,69	0,42	2,38
Translação em Y	0,43	2,33	0,32	3,12	0,40	2,50

Como se pode confirmar, apesar das pequenas diferenças entre os primeiros três períodos de vibração, estes são praticamente equivalentes entre os três modelos. Estas diferenças refletem distintas opções de modelação associadas aos *software* e modelos de plasticidade adotados, nomeadamente:

- No modelo de plasticidade concentrada em OpenSEES, o comprimento dos elementos *rigid links*, necessários para a simulação dos nós rígidos foi calculado manualmente, enquanto nos outros dois modelos, PD em OpenSEES e PC SAP2000, o comprimento desses elementos é calculado de forma automática. Os resultados refletem esta pequena discrepância entre os valores da dimensão calculada manualmente e automaticamente.
- No modelo de PC em OpenSEES, não é necessário a pormenorização da secção transversal uma vez que o cálculo das leis momento-curvatura associadas às diversas secções dos elementos estruturais é realizado manualmente. Nos modelos de PD em OpenSEES e PC em SAP2000, é necessário a pormenorização das diversas secções transversais para incorporação da plasticidade. No caso dos modelos PD em OpenSEES, as leis dos materiais são associadas aos materiais da secção transversal e secção discretizada em fibras. Nos modelos PC em SAP2000 é realizado o cálculo automático das leis momento-curvatura a partir da pormenorização da secção transversal. Estas diferenças de opções de modelação inerentes aos *software* são visíveis nos valores obtidos para os períodos de vibração.

### 4.2 Análise Estática Não Linear

Na realização das análises não lineares, foram seleccionados os seguintes métodos iterativos de cálculo: o método de Newton-Krylov, para o OpenSEES, e o método de Newton-Raphson, para o SAP2000.

Na Figura 4, apresentam-se as curvas de capacidade dos três modelos, nas duas direcções ortogonais do plano, obtidas a partir das análises estáticas não lineares realizadas.

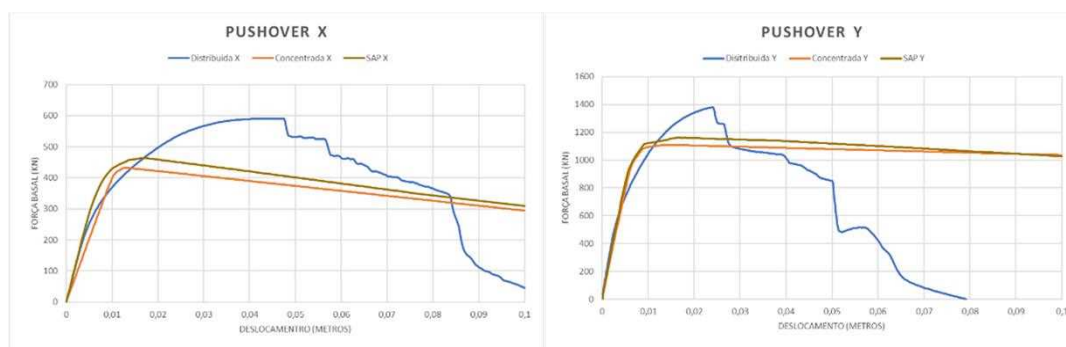


Figura 4: Curvas Pushover dos três modelos, respetivamente na direção X e Y

É possível observar, da análise da Figura 4, que existem algumas discrepâncias entre as diferentes curvas de capacidade. As diferenças exibidas na Tabela 6, que refletem diferente rigidez elástica dos modelos, também são visíveis nas curvas de capacidade.

Também da análise das figuras, é possível também constatar que, após a cedência, as forças máximas das curvas (resistência) apresentam algumas diferenças. Verifica-se que, na curva de capacidade do modelo plasticidade distribuída, é possível observar a perda de resistência após o colapso de elementos (estruturais e/ou não estruturais), o que não é visível nos modelos de plasticidade concentrada do OpenSEES e SAP2000.

As principais razões destas diferenças dizem respeito a algumas simplificações e considerações adotadas no processo de modelação nos diferentes *software*, tais como:

- No modelo de plasticidade concentrada em OpenSEES, o cálculo das leis momento-rotação é realizado de forma manual e com valores médios de esforço axial, obtidos da análise gravítica. Em contrapartida, no modelo de plasticidade distribuída no OpenSEES e no modelo de plasticidade concentrada no SAP2000, os valores do esforço axial são calculados automaticamente e atualizados em cada passo da análise. Desta forma, estes modelos dependem de um valor de esforço axial, que já tem em conta a influência da ocorrência sísmica, isto é, o esforço axial real.
- Ainda no modelo de plasticidade concentrada no OpenSEES, destaca-se o cálculo do momento máximo a partir do momento de cedência), não considerando a força última do aço (que corresponde a 1,28 vezes a força média de cedência à tração do aço);
- O comprimento de rótula plástica também poderá influenciar as curvas de capacidade, visto que, no modelo pelo SAP2000, este valor é definido pelo utilizador enquanto, no modelo no OpenSEES, o utilizador não consegue definir esse comprimento;
- No OpenSEES tem-se maior facilidade em conseguir controlo dos resultados da curva *pushover*; os resultados são disponibilizados para todos os passos de integração.

Por fim, na Figura 5, marcados a vermelho, apresentam-se os elementos que chegam ao colapso quando a estrutura é solicitada pela ação sísmica regulamentar. O mecanismo que controla o colapso deste edifício é o frágil (rotura por esforço transversal), como já esperado nos edifícios desta época.

Na avaliação do mecanismo dúctil, verifica-se que nenhum dos elementos estruturais chega a ter um valor de rotação da corda atuante superior à apresentada no EC8-3 [2] e definida para o estado limite de danos severos (SD).

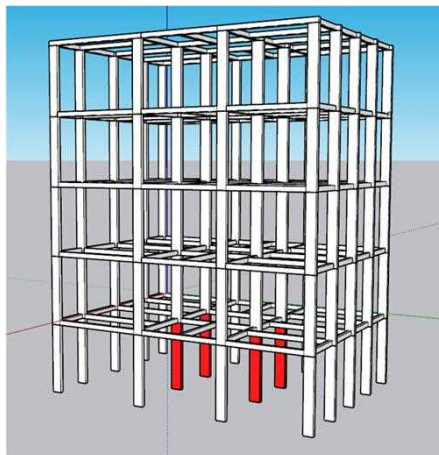


Figura 5: Distribuição de danos do edifício

Comparando-se a distribuição de danos do edifício analisado nos três modelos, observou-se que os elementos que chegam à rotura são os mesmos, neste caso os pilares de maior dimensão. Consequentemente, as soluções de reforço serão equivalentes em termos do número de elementos a reforçar, assim como na quantidade de material necessário, por elemento, para garantir a segurança estrutural do edifício, conforme o indicado no EC8-3 [2].

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para simplificar a modelação de um edifício em OpenSEES, é aconselhável recorrer a ferramentas como Python, Matlab ou Excel sempre que há repetição dos elementos estruturais, de forma a facilitar o processo de modelação do edifício. O recurso a código ou tabelas de Excel permite uma representação mais eficiente do edifício, tornando o processo de modelação mais rápido e eficaz. No caso de a modelação ser feita em SAP2000, devido à fácil interface do programa, o utilizador consegue facilmente detetar erros no processo de modelação e análise; no entanto, a utilização das ferramentas mencionadas também é possível e poderá trazer benefícios quando se está a corrigir erros detetados ou quando se pretende fazer alterações ou corrigir erros no mesmo modelo ou modelos equivalentes.

A seguir, resumem-se as principais vantagens/desvantagens da utilização do OpenSEES: é um *software* de código aberto, o que significa que é gratuito; oferece a possibilidade de utilizar dois modelos de plasticidade (distribuída e concentrada) para a realização de análises não lineares; apresenta uma ótima fiabilidade nos resultados obtidos; permite uma grande rapidez na resolução de problemas complexos, como é o caso de uma análise estática não linear; no entanto, não possui interface, o que complica o processo de modelação da estrutura.

As principais vantagens/desvantagens da utilização do SAP2000 correspondem a: ser um *software* comercial, sendo necessário pagar uma licença de utilização; possuir uma interface, facilitando o processo de modelação; permitir a visualização gráfica dos resultados das análises; em análises não lineares de estruturas complexas, pode demorar algum tempo a convergir para uma solução; ainda não ter incorporado a possibilidade de modelos de plasticidade distribuída.

Quanto ao tempo de cálculo para os dois *software* é importante referir que, para o edifício estudado, cada análise estática não linear demorou a convergir para solução final em média, 1 minuto para os modelos com plasticidade concentrada e 10 minutos para os modelos de plasticidade distribuída no OpenSEES, e 5 minutos com o SAP2000.

Porém, apesar do processo de modelação ser bastante diferente dependendo do modelo de plasticidade e *software* adotado, foi possível concluir que, para o edifício estudado e em termos de comportamento global da estrutura, se chegou a resultados equivalentes. Apesar das curvas de capacidade serem um pouco diferentes, em particular na resposta em regime não linear, a distribuição de danos do edifício foi semelhante para a ação sísmica considerada. No entanto, para ações sísmicas com intensidade mais elevada, os resultados poderiam não coincidir a nível global e local, pois a degradação da rigidez pós-cedência difere bastante dos modelos de plasticidade concentrada para os modelos de plasticidade distribuída. De qualquer forma, a apresentação destes resultados evidencia a necessidade da realização de análises não lineares estáticas na avaliação da segurança e dimensionamento do reforço à ação sísmica, identificando adequadamente os elementos estruturais mais vulneráveis.

Finalmente, é importante realçar a importância de considerar de forma generalizada a utilização de análise não lineares para a avaliação e reforço sísmico de estruturas existentes. Assim sendo, é crucial aumentar a disponibilidade de documentação de suporte dos modelos não lineares e das análises não lineares nos *software* existentes, e proporcionar mais cursos de especialização destinados aos profissionais que trabalham no projeto de estruturas existentes.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho insere-se na atividade de investigação do CERIS, e tem sido financiado pela Fundação e Ciência e Tecnologia (Ministério da Ciência e Tecnologia de Portugal) através do Projeto de Investigação SERENE (2022.08138.PTDC).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] LNEC, “DE - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE),” 2005. .
- [2] NP EN1998-3, “European NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência ao sismo. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios.,” *Inst. Port. da Qual.*, 2017.
- [3] CSI, “SAP2000.” 2022.
- [4] F. McKenna, G. Fenves, and M. Scott, “OpenSees: open system for earthquake engineering simulation,” *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, 2007. .
- [5] A. Zendaoui, A. Kadid, and D. Yahiaoui, “Comparison of Different Numerical Models of RC Elements for Predicting the Seismic Performance of Structures,” *Int. J. Concr. Struct. Mater.*, vol. 10, no. 4, pp. 461–478, 2016.
- [6] H. Tariq, E. Jampole, and M. J. Bandelt, “Fiber-based modeling of reinforced HPFRCC hinge regions,” *11th Natl. Conf. Earthq. Eng. 2018, NCEE 2018 Integr. Sci. Eng. Policy*, vol. 12, no. June, pp. 7437–7447, 2018.
- [7] C. B. Haselton, A. B. Liel, S. C. Taylor-Lange, and G. G. Deierlein, “Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse,” *ACI Struct. J.*, vol. 113, no. 6, pp. 1141–1152, 2016.
- [8] A. Simões, “Modelação numérica, avaliação de segurança e reforço sísmico de um edifício tipo Porticado de Betão Armado,” Instituto Superior Técnico, 2023.
- [9] M. N. Fardis and T. B. Panagiotakos, “Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate,” *ACI Struct. J.*, vol. 98, no. 2, pp. 135–148, 2001.
- [10] CSI, “Caltrans Flexural Hinge vs Fiber Hinge,” 2022. <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Caltrans+vs.+fiber+hinge>.

- [11] G. C. M. Petracca, F. Candeloro, “Scientific ToolKit for OpenSees (STKO).” ASDEA Software Technology’, Pescara, Italy, 2017.
- [12] V. Xavier, R. Couto, R. Monteiro, J. M. Castro, and R. Bento, “Detailed Structural Characterization of Existing RC Buildings for Seismic Exposure Modelling of the Lisbon Area,” *Buildings*, vol. 12, no. 5, 2022.
- [13] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE,” vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.
- [14] R. Park T . Paulay, “Ductile Reinforced Concrete Frames - SOME COMMENTS ON THE SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN OF ACI 318-71 AND ON CAPACITY DESIGN,” vol. 8, no. March, 1975.
- [15] NZSEE, “NZSEE 2006. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings,” pp. 1–94, 2006.
- [16] D. Celarec, P. Ricci, and M. Dolšek, “The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames,” *Eng. Struct.*, vol. 35, pp. 165–177, 2012.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS PARA AVALIAÇÃO SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

**MARIA LAURA LEONARDI**  
Aluna de doutoramento  
ISISE

**MIGUEL AZENHA**  
Professor Associado  
ISISE

**DANIEL V. OLIVEIRA**  
Professor Associado  
ISISE

### SUMÁRIO

A avaliação do comportamento sísmico de construções de alvenaria envolve o emprego de várias metodologias, cada uma produzindo resultados distintos. A escolha do método depende dos resultados pretendidos, dos recursos computacionais e informação disponíveis. Neste artigo utiliza-se um protótipo de um edifício de dois pisos à escala real, previamente ensaiado, para investigar a aplicação da modelação por elementos finitos de volume para uma avaliação sísmica. A estrutura é modelada no *software* OpenSees utilizando a interface gráfica STKO. A alvenaria é representada com um modelo material com dano plástico, enquanto os elementos de madeira são modelados com comportamento linear. É atribuída uma lei não linear à ligação entre as paredes de alvenaria e as vigas de madeira. As análises pushover são realizadas utilizando perfis de forças proporcionais à massa. Para acelerar a análise e reduzir o tempo de cálculo, é utilizado o solver OpenSeesMP, executando a análise em paralelo com oito processadores.

### ABSTRACT

Evaluating the seismic behaviour of masonry constructions involves the use of various methodologies, each producing different results. The choice of method depends on the desired results, computational resources and available information. In this article, a full-scale two-storey building prototype, previously tested, is used to investigate the application of solid finite element modelling for seismic evaluation. The structure is modelled in OpenSees *software* using the STKO graphical interface. The masonry is represented with a plastic damage material model, while the timber is modelled as linear elastic. A non-linear axial law is assigned to the connection between the masonry walls and the timber beams. The pushover analyses are done assuming a force distribution proportional to mass. To speed up the analysis and reduce calculation time, the OpenSeesMP solver is used, running the analysis in parallel with eight processors.

**PALAVRAS-CHAVE:** Elementos finitos, alvenaria, análise sísmica, modelação numérica.



## 1. INTRODUÇÃO

A análise de cenários pós-sísmicos demonstra a vulnerabilidade dos edifícios de alvenaria existentes [1], mostrando cenários de dano no plano e fora do plano. A comunidade científica tem desenvolvido vários métodos para a análise sísmica de edifícios de alvenaria [2], mas a escolha de um tipo de modelação em detrimento de outro depende da aplicação específica em causa [3], [4]. As abordagens baseadas no desempenho (ou seja, método do pórtico equivalente para determinar o comportamento no plano da parede) são úteis em casos de avaliação rápida da construção. Por outro lado, o uso de modelos de elementos finitos para avaliar a distribuição de tensões e deformações sobre os elementos estruturais permite a obtenção de resultados mais precisos, considerando um maior número de variáveis.

Quando se trata de modelar estruturas de alvenaria, é recomendável reproduzir adequadamente a sua resposta não linear. De acordo com Cattari *et al.* (2022), dependendo do tipo de abordagem utilizada, a não linearidade pode ser distribuída ou concentrada (menos refinada). Além disso, os métodos simplificados baseiam-se em tipos de elementos unidimensionais ou bidimensionais. Neste caso, o custo computacional é menor devido ao menor número de graus de liberdade. No entanto, esta abordagem não é o ideal para construções históricas de alvenaria, onde a seção transversal da parede exigiria uma descrição tridimensional do estado de tensão. Ao nível do material, ao empregar abordagens mais sofisticadas, é possível optar por uma modelação contínua ou discreta [2], [3], [5]. No primeiro caso, o material é modelado como um material homogêneo equivalente, com comportamento ortotrópico ou isotrópico. No segundo caso, o modelo é capaz de simular os fenómenos de interface que ocorrem entre os blocos e a argamassa. As abordagens discretas são teoricamente mais realistas, sendo capazes de simular a verdadeira natureza descontínua da alvenaria e o colapso da seção transversal da parede. No entanto, requer enormes custos computacionais no caso de uma estrutura de grande dimensão.

Os modelos de elementos finitos (FEM) baseados na mecânica dos meios contínuos, através de métodos de estimativa de propriedades equivalentes da alvenaria [6], [7], permitem uma representação bastante adequada do comportamento da alvenaria, reduzindo os custos computacionais e reduzindo a complexidade da modelação discreta. De facto, os modelos de dano contínuo [8] têm sido amplamente utilizados na descrição de materiais como cerâmica, rochas, betão e alvenaria [9]. Segundo esta abordagem, assume-se que o material discreto permanece contínuo, enquanto o efeito de fissuração é levado em consideração pela redução adequada das propriedades mecânicas, nomeadamente rigidez e resistência. A possibilidade de considerar a diminuição da resistência e rigidez (amolecimento) é uma das razões pelas quais essa teoria tem sido bem-sucedida na descrição do comportamento de materiais do tipo alvenaria. Além disso, ao combinar a mecânica do dano contínuo com a teoria da plasticidade, é possível obter uma lei constitutiva mais precisa, incluindo deformações plásticas irreversíveis [10]. Dentro desse método, o dano é causado pela deformação plástica, e a parte de plasticidade é baseada na avaliação da tensão efetiva. Um problema controlado por deformação é coerente com a teoria de deslocamento de elementos finitos, tornando essa abordagem fácil de ser integrada.

Os modelos de elementos finitos fornecem resultados em termos de tensão, extensão e deslocamento da estrutura. A partir da interpretação da distribuição de extensões e tensões, é possível identificar eventuais danos correlacionáveis com situações reais. A identificação do dano não é direta, e as opções corretas de modelação são fundamentais para obter os resultados relacionáveis com a realidade. A definição do tipo mais adequado de elemento finito permite simular com maior rigor o comportamento estrutural. Deve-se dar atenção também à dimensão da malha, evitando malhas muito grosseiras, limitadas na definição da variação do estado de deformação. Uma boa prática é ter pelo menos três elementos na espessura da parede por causa do comportamento não linear em flexão.

Têm sido usados vários programas comerciais de análise de elementos finitos (ex: Abaqus, Diana FEA) para a análise de estruturas históricas de alvenaria. Outra possibilidade é a utilização do programa OpenSees [11]. Esta ferramenta foi concebida para criar *software* de cálculo estrutural de elementos finitos para resolver problemas de engenharia sísmica, com capacidade de processamento em série e em paralelo. Uma das suas principais vantagens é o facto de ser código aberto, onde a comunidade científica tem sido capaz de introduzir progressivas melhorias. Para além disso, a capacidade de executar análises em paralelo reduz os custos computacionais associados à análise de grandes estruturas.

Como referido anteriormente, no que concerne às leis constitutivas materiais para alvenaria, uma das abordagens mais populares consiste em recorrer a modelos de dano plástico, como o modelo ASDConcrete3D, disponível no OpenSees [7]. Este material baseia-se na teoria do dano contínuo, em que o tensor das tensões pode ser explicitamente obtido a partir do tensor das extensões totais, sem iterações internas ao nível constitutivo. Isto torna-o rápido e robusto, adequado para a simulação de estruturas de grande escala. A plasticidade é adicionada de forma simplificada, de modo a obter o efeito global da deformação inelástica, mas mantendo a simplicidade dos modelos de dano contínuo. Adicionalmente, para melhorar a robustez e a convergência da simulação em caso de deformação por amolecimento, este modelo permite opcionalmente a utilização do esquema de integração IMPL-EX (esquema misto de integração IMPLicit EXplicit) [12].

Outro aspeto crítico da modelação em construções de alvenaria é a simulação das ligações entre as vigas de madeira e as paredes de alvenaria. Na prática habitual, as não linearidades entre ligações são negligenciadas. Normalmente, quando as ligações são muito fracas, as vigas não são modeladas. Pelo contrário, quando as ligações são boas, as vigas e as paredes são modeladas como perfeitamente ligadas. Os dados experimentais disponíveis sobre ligações alvenaria-madeira são ainda muito limitados. Por exemplo, Moreira (2015) estudou experimentalmente as ligações parede-pavimento não reforçadas e reforçadas, típicas do final do século XIX, em Lisboa. Com base nestes dados, Solarino (2021) desenvolveu uma metodologia para a modelação não linear das ligações madeira-alvenaria. Em particular, para além de definir uma lei constitutiva adequada para estas ligações, desenvolveu um método para utilizar estas leis com base nas ferramentas do OpenSees, onde as vigas são modeladas como elementos finitos unidimensionais [15], [16].

Neste trabalho, é explorado o uso de uma modelação de elementos finitos de volume num caso de estudo que foi testado experimentalmente na mesa sísmica do EUROCENTRE [17]. Trata-se de um edifício de dois andares em escala real, construído em alvenaria de pedra aparente com dupla folha e com laje e cobertura em madeira. A alvenaria é modelada com material baseado na teoria do dano contínuo, enquanto as vigas de madeira e os lintéis são modelados com material elástico linear. As ligações entre as vigas de madeira e as paredes de alvenaria são modeladas como não lineares, na direção axial, utilizando o método proposto em [15]. O edifício é sujeito a análises estáticas não lineares proporcionais à massa, nos 4 sentidos (-X, +X, -Y, +Y). O solver OpenSeesMP é utilizado para realizar a análise em paralelo, otimizando os custos de computação.

## **2. CASO DE ESTUDO**

### **2.1. Geometria**

O caso de estudo escolhido é um dos três modelos de alvenaria testados na mesa sísmica do EUCENTRE, Pavia, cujos resultados são discutidos em [17]. Trata-se de um edifício de dois pisos, com um único compartimento, com um pavimento de madeira simplesmente apoiado e telhado de duas águas. Apresenta duas aberturas na fachada

oeste, quatro na fachada leste, zero na fachada norte e duas na fachada sul, pelo que o edifício é assimétrico. Apresenta as dimensões gerais em planta de  $4.16 \times 6.60 \text{ m}^2$ , as paredes são em alvenaria de pedra de folha dupla, com uma espessura de cerca de 32 cm. A Fig. 1 apresenta a geometria do edifício.

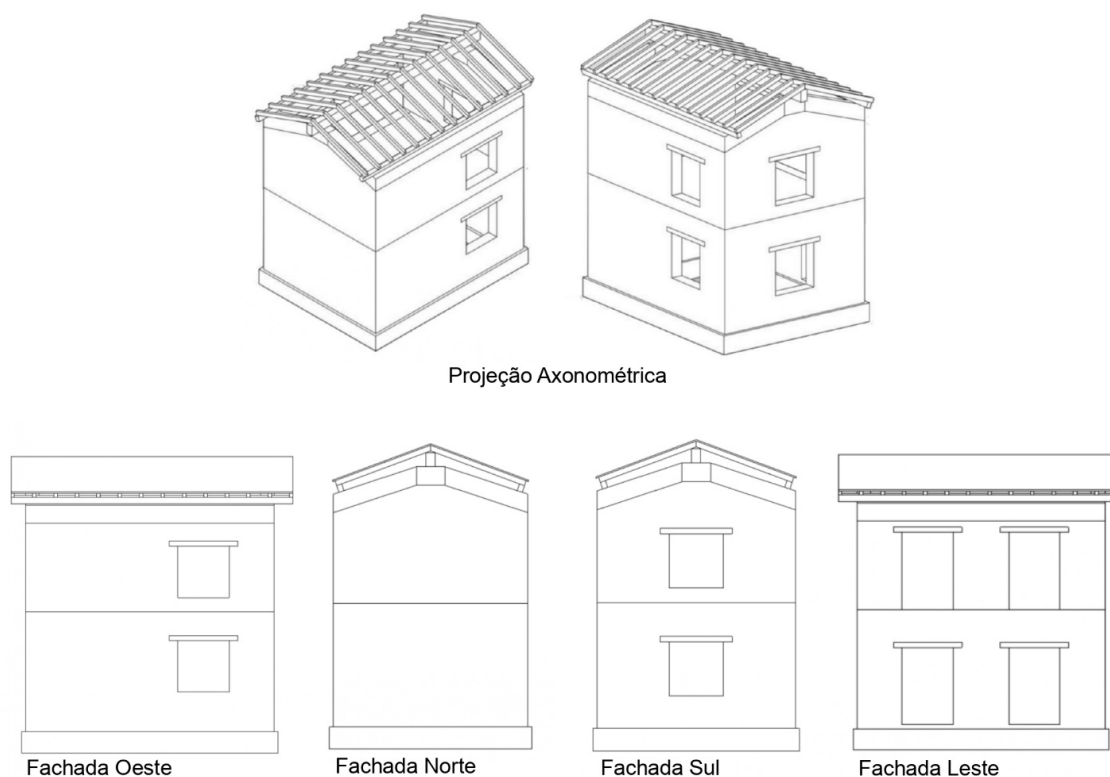


Fig. 1 - Modelo geométrico do caso de estudo (a partir de [17])

Considerou-se um peso específico da alvenaria de  $22,56 \text{ kN/m}^3$ . As propriedades mecânicas foram determinadas a partir de ensaios laboratoriais prévios efetuados e discutidos em [18] e [19]. Assim, foi definido um valor de módulo de Young de 2537 MPa, um módulo de distorção de 841 MPa e valores médios de resistência à compressão e à tração de 3,28 e 0,14 MPa, respetivamente [17].

O protótipo foi estudado em vários trabalhos anteriores e existem vários resultados de análises numéricas. Em particular, Correia Lopes et al. [20] compararam a utilização de elementos finitos com pórticos equivalentes.

## 2.2. Critérios de modelação

O protótipo foi modelado tridimensionalmente, utilizando elementos finitos sólidos. Em particular, foram utilizados tetraedros de 4 nós para a modelação de vigas, lintéis e paredes. Cada nó tem 3 graus de liberdade (três translações).

As ligações entre paredes e vigas foram modeladas com 'zeroLength elements' (elementos de comprimento zero). Um elemento zeroLength é definido por dois nós com coordenadas idênticas.

Um elemento zeroLength é semelhante a uma mola colocada entre dois nós, fornecendo a relação força-deslocamento para um grau de liberdade específico. Os nós podem

estar ligados por vários objetos *UniaxialMaterial*, que fornecem a relação força-deformação para o elemento nessa direção do grau de liberdade. De acordo com [15], foi associada uma lei não linear na direção do eixo da viga. A viga foi considerada rígida ao corte (direções *y* e *z*) e à torção (direção *x*), e livre à flexão em ambas as direções *y* e *z*. A Fig. 2 mostra as direções e a lei não linear associada à translação *x*.

A alvenaria é modelada com o material *ASDConcrete3D*, enquanto as vigas de madeira e os lintéis são modelados com material elástico linear. As propriedades mecânicas atribuídas são as propostas em [20], onde foram efetuadas análises não lineares com elementos de casca.

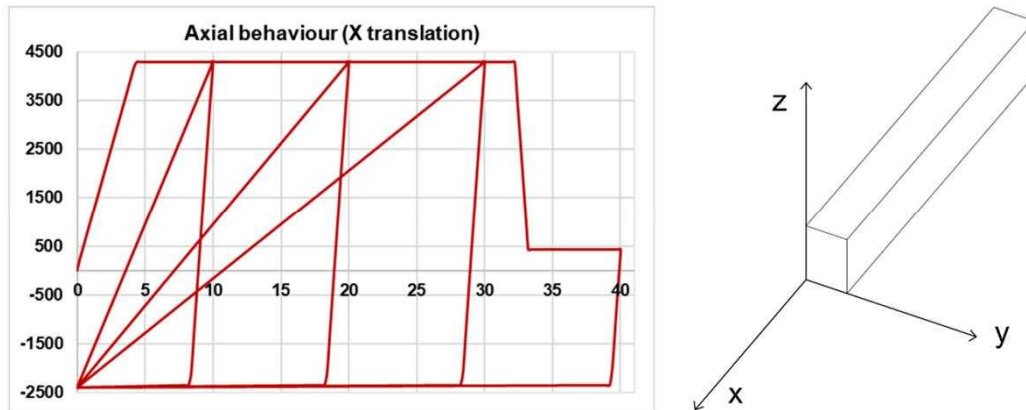


Fig. 2 - Lei axial não linear associada a ligações madeira-alvenaria (adaptado de [14])

A Fig. 3 mostra a lei associada à alvenaria (à esquerda), com base nas propriedades que lhe foram atribuídas (à direita), sendo também apresentadas as propriedades atribuídas à madeira.

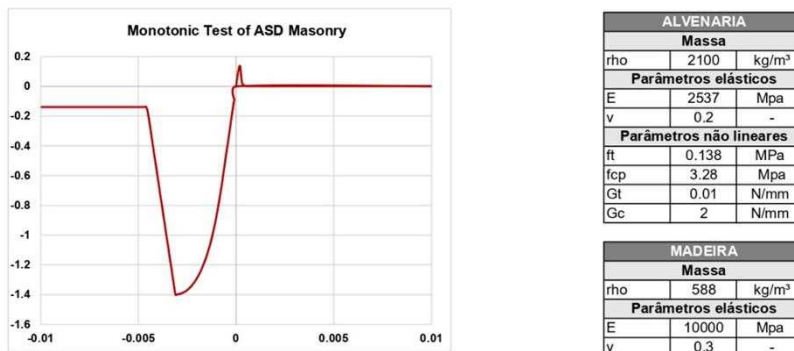


Fig. 3 - Lei não linear associada à alvenaria (esquerda). Parâmetros associados à madeira e à alvenaria (direita)

### 2.3. Modelação em STKO

O edifício foi modelado na plataforma de modelação BIM Revit (version 24.2.0.63) e exportado no formato de intercâmbio IFC (Industry Foundation Classes). Este ficheiro foi depois convertido para o formato STEP, a fim de ser importado como geometria para o *software* STKO. Quando a geometria foi importada, os vários sólidos apresentavam-se desconectados com base nos objectos em BIM. Tornou-se necessário proceder à sua junção, para ligar os elementos contínuos entre si: as paredes entre si e as paredes com os lintéis.

Para as ligações entre as vigas e as paredes foram considerados elementos de interface. Estes elementos uniaxiais ligam planos rígidos considerados nas faces das vigas e nas partes da alvenaria diretamente em contacto com as vigas. Estes elementos rígidos permitem a ligação de elementos sólidos (com 3 graus de liberdade) a elementos zeroLength (com 6 graus de liberdade). Para o efeito, é criado um nó no centro da viga e outro na parte correspondente da alvenaria, sendo ligados entre si com um elemento zeroLength (Fig. 4).

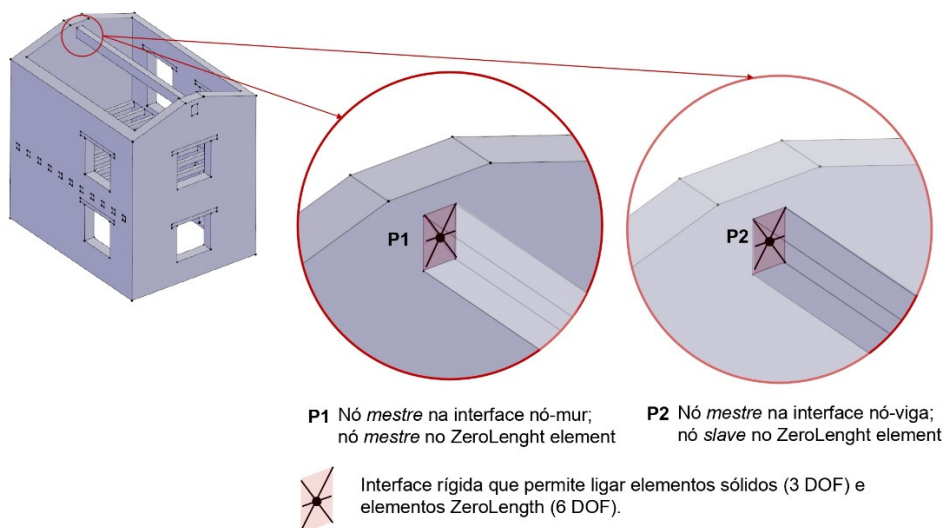


Fig. 4– Ligação entre a madeira e a alvenaria.

Uma vez concluído o modelo geométrico, são atribuídos os tipos de elementos e os materiais. Por fim, são definidas as condições de ligação da estrutura ao exterior e o carregamento. As cargas verticais e horizontais são atribuídas como "cargas volúmicas". Uma vez concluído o modelo, este é discretizado numa malha refinada de elementos finitos de tetraedros (16 cm de lado).

Finalmente, o modelo é dividido em 8 domínios, para que as análises possam ser executadas em paralelo. Na Fig. 5, apresenta o modelo, mostrando-se a atribuição de tetraedros, os materiais adotados, as ligações ao exterior e cargas, a malha, e a partição em domínios.

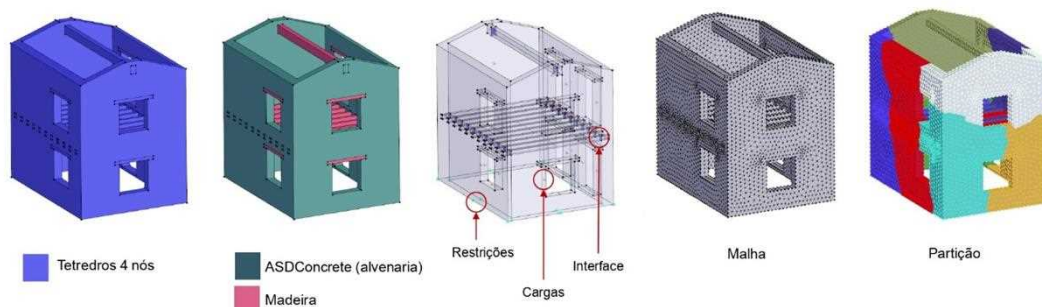


Fig. 5– Modelo em STKO.

## 2.4. Análise estrutural

Foram efetuadas análises não linear do tipo pushdown e pushover nos 4 sentidos, proporcional à massa. Estas análises foram efetuadas utilizando o processador OpenSeesMP, de modo a poderem ser executadas em paralelo.

Quando se efetuam análises paralelas, é necessário considerar a forma como o sistema de equações é organizado e mapear os graus de liberdade a associar às equações. O primeiro ponto é tido em conta utilizando o sistema de equações "Mumps". O segundo ponto é resolvido utilizando o 'Parallel Reverse Cuthill-McKee numbererType' para construir o objeto `DOF_Numberer`. Este objeto determina o mapeamento entre os números das equações e os graus de liberdade. No que respeita ao gestor de restrições (constraint handler), uma vez que são utilizadas interfaces rígidas, deve ser utilizado o método 'penalty' porque não altera o tamanho da matriz `DOF` ao aplicar as restrições.

A análise vertical (pushdown) foi efetuada com "controlo de carga", e utilizando o algoritmo Krylov-Newton. Foi utilizado um incremento de carga que varia de forma decrescente ou crescente (adaptive) para otimizar a convergência, e com 10 iterações. As análises horizontais (pushover) também são efetuadas utilizando o algoritmo Krylov-Newton. É utilizado um "controlo de deslocamento paralelo", a fim de obter o comportamento "pós-pico". É utilizado um passo que varia de forma decrescente ou crescente (adaptive) para otimizar a convergência, e com 100 iterações. É de notar que estas análises de grande complexidade foram facilitadas pela execução paralela, mas também pela utilização do método IMPL-EX [ver 12]. Este método é um esquema de integração misto (implícito-explícito) que está associado ao material de alvenaria e facilita a convergência.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na análise pushdown, os maiores deslocamentos são registados na viga principal da cobertura, mas sem relevância estrutural. Neste caso, as vigas são apenas solicitadas por cargas verticais e têm um comportamento de flexão. A alvenaria apresenta uma maior distribuição de tensões e extensões (Fig. 6). É interessante verificar que os deslocamentos são consistentes com os pressupostos da modelação.

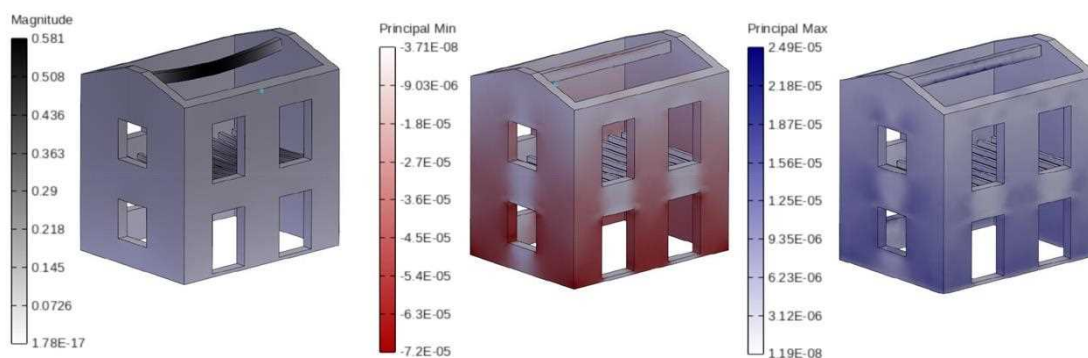


Fig. 6– Análise pushdown (deslocamentos, extensões principais de compressão e tração).

Por sua vez, os resultados das análises pushover mostram que a estrutura tem uma resistência muito maior na direção Y, onde está presente uma maior quantidade de paredes alvenaria. A Fig. 7 mostra o cenário de danos do modelo associado ao último passo da análise pushover.

O cenário de dano numérico para as análises pushover na direção Y é comparado com o observado experimentalmente [17], mostrando um padrão semelhante (ver Fig. 8). É possível observar como a análise de elementos finitos permite captar tanto os danos no plano como os danos fora do plano. Contudo, podem ser observadas algumas diferenças, aparentemente devidas ao facto da não modelação detalhada da cobertura. Contudo, é de notar que o ensaio na mesa sísmica é um ensaio dinâmico, ao passo que na presente contribuição foram efetuadas análises estáticas.

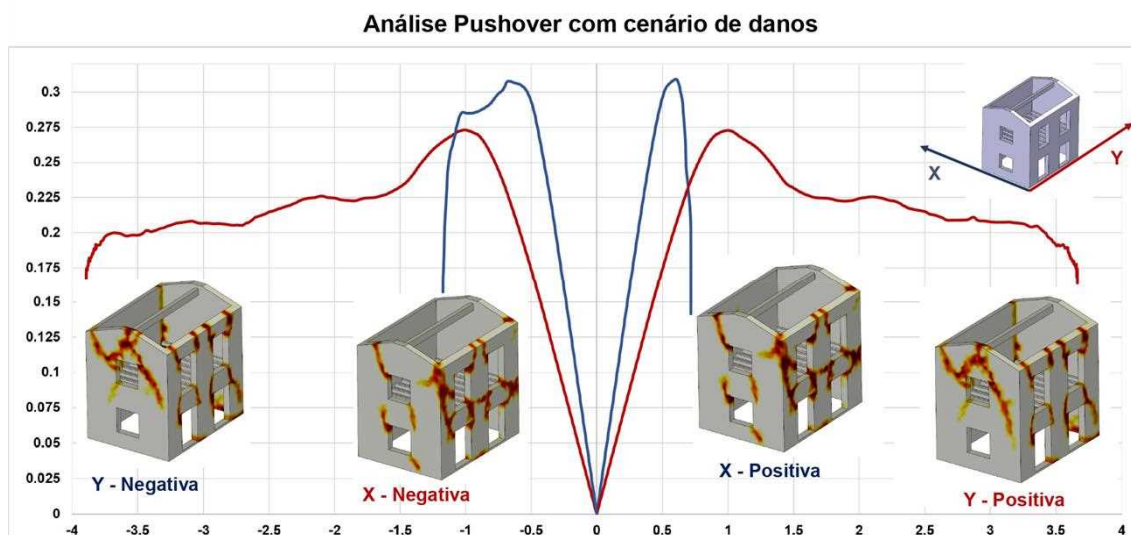


Fig. 7– Análise pushover nos 4 sentidos

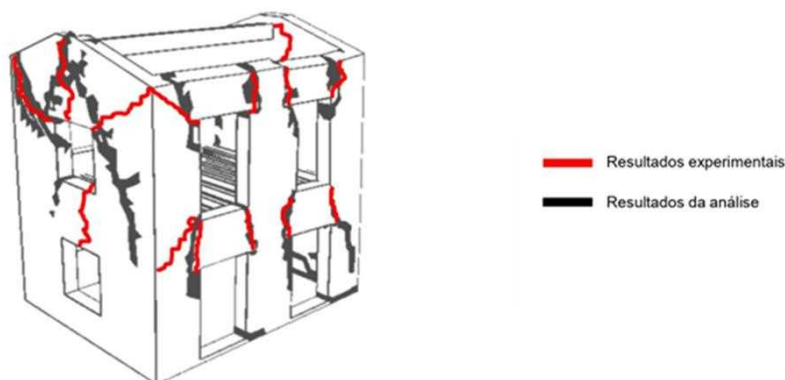


Fig. 8 – Dano da análise pushover vs. padrão de dano experimental na direção Y (com base em [17])

#### 4. CONCLUSÕES

Neste artigo estudou-se a possibilidade de utilização de elementos finitos de volume para simular o comportamento sísmico de um protótipo de um edifício de alvenaria ensaiado experimentalmente. A estrutura foi modelada com o *software* OpenSees. Os elementos de construção, em madeira e alvenaria, foram modelados com tetraedros de quatro nós. A alvenaria foi modelada utilizando uma lei não linear baseada no dano plástico (ASDConcrete 3D). As vigas foram modeladas com material com comportamento elástico linear. A não linearidade das ligações foi tida em conta e modelada nos elementos de interface. Foram efetuadas análises estáticas não lineares (pushover) nos quatro sentidos.

Os custos computacionais foram reduzidos através da execução das análises em paralelo. Além disso, os problemas de convergência devidos à não linearidade material da alvenaria foram reduzidos através da utilização do método de convergência "IMPL-EX". Estes aspetos de redução dos custos computacionais e de facilitação da convergência são cruciais em análises deste tipo. De facto, estas novas ferramentas permitirão efetuar análises de estruturas mais complexas, que até agora eram muito mais difíceis de realizar.

Os resultados obtidos na direção Y aproximam-se dos resultados experimentais. Os próximos desenvolvimentos incluem a aplicação de análises dinâmicas não lineares e a comparação pormenorizada com resultados numéricos existentes.

## 5. AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao Dr. Massimo Petracca e ao Dr. Fabio Solarino pela partilha dos seus conhecimentos sobre STKO, OpenSees e elementos de interface madeira-alvenaria. Os seus preciosos conselhos ao longo desta aplicação foram inestimáveis para o sucesso deste trabalho.

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Engenharia de Estruturas (ISISE), com a referência UIDB / 04029/2020, e no âmbito do Laboratório Associado Produção Avançada e Sistemas Inteligentes ARISE com a referência LA/P/0112/2020.

Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia, ao abrigo do contrato da bolsa 2022.10204.BD atribuída ao 1º autor.

## 6. REFERENCIAS

- [1] C. F. Carocci, “Small centres damaged by 2009 L’Aquila earthquake: On site analyses of historical masonry aggregates,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 10, no. 1, pp. 45–71, Feb. 2012, doi: 10.1007/s10518-011-9284-0.
- [2] A. M. D’Altri *et al.*, *Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification*, vol. 27, no. 4. Springer Netherlands, 2020. doi: 10.1007/s11831-019-09351-x.
- [3] P. B. Lourenco, *Computational Strategy for Masonry Structures*, no. January 1996. 1996.
- [4] C. Modena, P. B. Lourenço, P. Roca, and I. International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions 4th (2004 : Padova, *Structural analysis of historical constructions : possibilities of numerical and experimental techniques*. A.A. Balkema Publishers, 2005.
- [5] S. Cattari *et al.*, *Nonlinear modeling of the seismic response of masonry structures: critical review and open issues towards engineering practice*, vol. 20, no. 4. Springer Netherlands, 2022. doi: 10.1007/s10518-021-01263-1.
- [6] E. Bertolesi, G. Milani, and S. Casolo, “Homogenization towards a mechanistic Rigid Body and Spring Model (HRBSM) for the non-linear dynamic analysis of 3D masonry structures,” *Meccanica*, vol. 53, no. 7, pp. 1819–1855, 2018, doi: 10.1007/s11012-017-0665-6.
- [7] M. Petracca, “Computational multiscale analysis of masonry structures,” *TDX (Tesis Dr. en Xarxa)*, 2016.
- [8] L. . Kachanov, *Introduction to continuum damage mechanics*, vol. 11, no. 3. 1986. doi: 10.1177/1748895811401979.
- [9] L. Pelà, “Technical University of Catalonia University of Ferrara Department of Engineering CONTINUUM DAMAGE MODEL MASONRY STRUCTURES Luca Pelà,” no. January, p. 302, 2009.
- [10] P. Grassl and M. Jirásek, “Damage-plastic model for concrete failure,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 43, no. 22–23, pp. 7166–7196, 2006, doi: 10.1016/j.ijsolstr.2006.06.032.
- [11] “OpenSeesWiki,” 2012. [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main\\_Page](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page)
- [12] J. Oliver, A. E. Huespe, and J. C. Cante, “An implicit/explicit integration scheme to increase computability of non-linear material and contact/friction problems,” *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 197, no. 21–24, pp. 1865–1889, 2008, doi: 10.1016/j.cma.2007.11.027.



- [13] S. M. T. Moreira, "Seismic retrofit of masonry-to-timber connections in historical constructions," p. 238, 2015, [Online]. Available: <https://ezp.lib.unimelb.edu.au/login?url=https://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=edsrca&AN=rcaap.doctoralthesis.1822.38756&site=eds-live&scope=site>
- [14] F. Solarino, "Analysis of retrofitting solutions to enhance the seismic behavior of masonry-to-timber connections in historical constructions," no. July, 2021.
- [15] F. Solarino, D. V. Oliveira, and L. Giresini, "Modelling of the seismic behaviour of wall-to-horizontal diaphragm connections in historical constructions: Application to a case study," *Eng. Struct.*, vol. 283, no. January, p. 115791, 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2023.115791.
- [16] N. Bianchini *et al.*, "Influence of wall-to-floor connections and pounding on pre- and post-diction simulations of a masonry building aggregate tested on a shaking table," *Bull. Earthq. Eng.*, no. 0123456789, 2023, doi: 10.1007/s10518-023-01641-x.
- [17] G. Magenes, A. Penna, I. E. Senaldi, M. Rota, and A. Galasco, "Shaking table test of a strengthened full-scale stone masonry building with flexible diaphragms," *Int. J. Archit. Herit.*, vol. 8, no. 3, pp. 349–375, 2014, doi: 10.1080/15583058.2013.826299.
- [18] G. Magenes, A. Penna, A. Galasco, and M. da Paré, "In-plane cyclic shear tests of undressed double leaf stone masonry panels," *8th Int. Masonry Conf.*, no. April 2014, pp. 1–10, 2010, [Online]. Available: <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:In-plane+cyclic+shear+tests+of+undressed+double-leaf+stone+masonry+panels#0>
- [19] G. Magenes, A. Penna, A. Galasco, and M. Rota, "Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties," *8th Int. Mason. Conf. 2010*, no. August 2015, pp. 1–10, 2010.
- [20] G. Correia Lopes, N. Mendes, R. Vicente, T. M. Ferreira, and M. Azenha, "Numerical simulations of derived URM-RC buildings: Assessment of strengthening interventions with RC," *J. Build. Eng.*, vol. 40, no. March, p. 102304, 2021, doi: 10.1016/j.job.2021.102304.

## **MODELLING OF THE BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE UNDER UNDER INCREASING CYCLIC LOADS**

**MEHDI ZAHEDI**  
PhD student  
University of Minho

**FARIBORZ NATEGHI ELAHI**  
Professor  
IIEES

### **ABSTRACT**

The use of concrete in various structures has long been considered by engineers. Concrete is a popular material among engineers, but the use of these popular materials has always been a problem. Cracks are a natural phenomenon in concrete and according to the type of structure used these cracks grow and threaten the health of the structure and during the earthquake increases the likelihood of structural damage. This paper compares concrete slabs that are part of a chemical storage wall. Our main concern in this particular structure is the cracks that have grown on the wall surface and have reduced the life of the structure. This wall was modelled numerically and the model of concrete crack behaviour was defined for it, and then, due to the force applied to the wall and the various boundary conditions, the growth trend of the cracks was investigated.

**Keywords:** Boundary Condition, Periodic Load, Concrete Crack, Corrosion, Stiffness Reduction.

## 1. INTRODUCTION

Concrete structures exposed to dynamic loads undergo intricate damage mechanisms, with cracks playing a crucial role in the eventual material failure. Hence, comprehending the dynamics of cracks is essential in the design of concrete structures, particularly those required to endure the impacts of high strain rates resulting from earthquakes [1], impacts, and explosions.

While numerous studies have focused on the dynamic characteristics of concrete under high strain rates [2-5], there has been a scarcity of experiments and numerical simulations dedicated to analyzing the dynamic behaviour of cracks [8-13]. The progression of cracks in concrete is a multifaceted, multiscale phenomenon encompassing the initiation, expansion, and merging of microcracks and voids within the material. In concrete, the strain rate effect contributes to a delay in crack propagation due to the apparent resistance induced by viscous forces [12], demonstrating similarities to inertia. Consequently, this results in a decelerated process of crack opening under dynamic loading conditions. One of the phenomena that affects the durability, corrosion and integration of concrete is crack initiation. The initiation of crack depends on many factors including interaction with environmental causes [13]. Crack initiation in structures that are subjected to acidic materials may cause crack propagation. The settlement of acidic materials in cracks corrode the reinforcements and malfunction the structure. In recent decades, many researchers have studied crack initiation and propagation in concrete structures. The fracture behaviour of concrete has been studied experimentally and numerically. The widespread occurrence of concrete cracking and then corrosion due to acidic materials has become an important topic in concrete design. Cracks in concrete are divided into two categories: 1.Active and 2.Passive [14].

Cracks induce openings and extra displacements on structural elements that cause further damage. These cracks in old structures that are subjected to hydrostatic pressure e.g. nuclear reactor pool, may cause large forces that propagate the cracks. The propagation of cracks affects the durability of concrete. Acidic materials can infiltrate the pores of concrete and corrode the reinforcement reducing integration between concrete and rebars. Cement induces heat due to hydration and this process continues till the induction rate is more than the heat transfer rate to the environment. The concrete temperature increases. The concrete volume expands. Then volume decreases gradually by decreasing temperature. The concrete deformation is low when temperature increases [15], since in early steps, concrete is rather plastic and the compressive stress due to displacement of the structure decreases. When concrete cools, the higher elastic modulus causes tensile stress due to shrinkage. Cracking occurs if tensile stress is more than the tensile strength of concrete [16]. Supports e.g. connection between elements and foundation can resist elongation or shrinkage. Also, the hardened concrete can be damaged due to chemical reactions between aggregates, cement constituents and water. In some of these cases, volume changes occur and induces crack initiation [16].

## 2. LITERATURE REVIEW

The nonlinear behaviour of concrete is important and various models have been proposed to predict its behaviour. Three important steps in investigation of nonlinear behaviour of concrete are as follows: first, the concrete behaviour in tension and compression are distinct. Second is the cracking of concrete and third is the modelling of concrete behaviour condition from compression to tension and vice versa [15]. The third one is especially important in periodic loadings. The concrete behaviour in static mode can be easily modelled according to the literature. However, concrete behaviour in periodic situations is much more important. In these situations, due to crack initiation and propagation in periodic loadings, the concrete and steel behaviour are completely different [17,18]. First, plastic behaviour was assumed for concrete and results were not reliable since no cracking was considered. In 1958, the effective stress was an prelude

to more advanced models of concrete behaviour e.g. damage and crack theory [18,20]. In damage mechanism, the reduction of stiffness was due to micro-cracks and the degree of reduction can be determined by damage parameter [18]. In plasticity, the inelastic deformation overcomes the inelastic strain [17]. While in damage mechanism, the reduction of elastic stiffness is caused by material damage. Wang *et al.* [21] explored the impact of pre-existing cracks through a nonlinear finite-element (FE) modelling approach. The findings highlighted a significant deterioration in the structural behaviour of the bridge, particularly due to inclined shear cracks in close proximity to the support. Pimanmas *et al.* [22,23] subjected specimens to multiple loadings to investigate the influence of inclined pre-cracks in the shear span on the shear capacity of reinforced concrete (RC) beams, both with and without stirrups. The findings suggested that inclined pre-cracks led to a reduction in load-bearing capacity and expedited shear failure. Despite the importance of this issue, there is a notable absence of relevant experimental data, and further validation is needed to understand the shear mechanism more comprehensively. As evidenced by existing experiments, the primary shear-transfer mechanism in beams exhibiting limited shear slenderness or featuring the critical shear crack (CSC) along specific paths is identified as arch action [24].

Modelling local damage zones is a continually significant area within computational mechanics. Conventional local damage models often produce results lacking physical meaning and exhibit numerical solutions that are excessively sensitive to finite element discretization, raising challenges in simulation accuracy [25]. To address the shortcomings of local models, there has been a gradual development of nonlocal models. These nonlocal models [25-26] employ nonlocal damage-driving variables, mitigating mesh sensitivity to a certain extent [27,28]. Nevertheless, during the regularization of nonlocal variables, there is a risk of encountering a spurious expansion of the damage profile in the later stages of the failure process [29,30]. Moreover, certain nonlocal formulas unavoidably experience problematic stress locking in the softening stage, necessitating stress transfer on both sides of the damaged area.

In a recent development, Lu and Chen [31] introduced a nonlocal macro-microscopic damage model, drawing inspiration from the fundamental principles of peridynamics and the unified phase field model [33,34]. This model incorporates the concept of material point pairs, defining microscopic damage as the deformation of material bonds between these pairs of material points. At the macroscale, topological damage emerges as a result of the accumulation of microscopic damage within a defined range. This form of damage is integrated into the constitutive relation of damage mechanics through the introduction of an energy degradation function. This damage model addresses issues related to mesh sensitivity and stress locking, presenting a novel approach for simulating cracking in quasi-brittle materials. As documented in the literature [31], the model has been applied in computations within the finite element framework. Ensuring the precision of topological damage calculations mandates the use of a fine mesh to discretize the damage process area, resulting in a substantial rise in computational time and cost for mesh division and numerical calculations. Consequently, there is a need to employ a more efficient meshing scheme and numerical calculation method.

Wencang Huang *et al* [32], the SBFEM is integrated with the nonlocal multiscale damage model [31,37]. This combination maximizes the benefits of the SBFEM mesh, accommodating hanging nodes, and utilizes quadtree mesh discrete technology to achieve rapid and high-quality multilevel mesh generation and size transitions. Information for the six elements of the quadtree grid is precomputed and stored, allowing for direct retrieval during calculations. Using the scaling centre of the subdomain as the material point, the microscopic damage of the material bond can be evaluated based on the relative deformation between the scaling centres in the influence domain. Subsequently, the macroscopic topological damage is determined. The method outlined in this paper is demonstrated through four typical examples, illustrating its capability to simulate quasi-static cracking in quasi-brittle materials without exhibiting mesh sensitivity. Importantly, the method proves effective in enhancing computational

efficiency. Ligu Sun et al also studied the nonlocal multiscale damage model that incorporates the influence of strain rate is introduced. Additionally, this model is integrated with the scaled boundary finite element method (SBFEM) and quadtree mesh to analyse dynamic crack propagation in quasi-brittle materials. The outcomes demonstrate the efficacy of the method for precise simulation of dynamic cracking in quasi-brittle materials. Furthermore, the results suggest that the proposed method can inherently replicate dynamic crack bifurcation without the need for additional bifurcation criteria. It is also observed that, in the absence of accounting for the strain rate effect, the damage progresses rapidly in an unconstrained state, deviating from the actual scenario.[34].

### 3. CONCRETE BEHAVIOR

#### 3.1. Compression

The deformation of concrete is determined by its stress-strain curve. The deformation of concrete under axial load is nonlinear [35]. This nonlinearity is larger when it is subjected to larger compressive stress. The gradual initiation of cracks induces this nonlinear behaviour. Increasing stress causes further micro-cracks. However, linear behaviour can be assumed for concrete up to 50% of compressive strength [17]. This limit is intended for design purposes, and it is an average value. In various research, a value between 30% to 40% of compressive strength was reported as a limit that concrete became inelastic. The initial stiffness of concrete decreases between 50% to 75% of compressive strength due to micro-cracks. Some studies have shown that difference between initial and reduced stiffness is negligible, and the same elastic modulus can be used [35]. Then the concrete shows inelastic behaviour and undergo severe deformations. The maximum compressive strength of concrete  $f_c''$  is about 90% to 100% of its 28-day compressive strength  $f_c'$ . The corresponding strain of this point  $\epsilon_o$  for normal concrete is about 0.002. From this point on the stress-strain curve declines till failure occurs at ultimate strain  $\epsilon_{cu}$ . The average ultimate strain of concrete is estimated 0.003. The stress-strain curve for concrete of different compressive strength is shown in Figure 1.

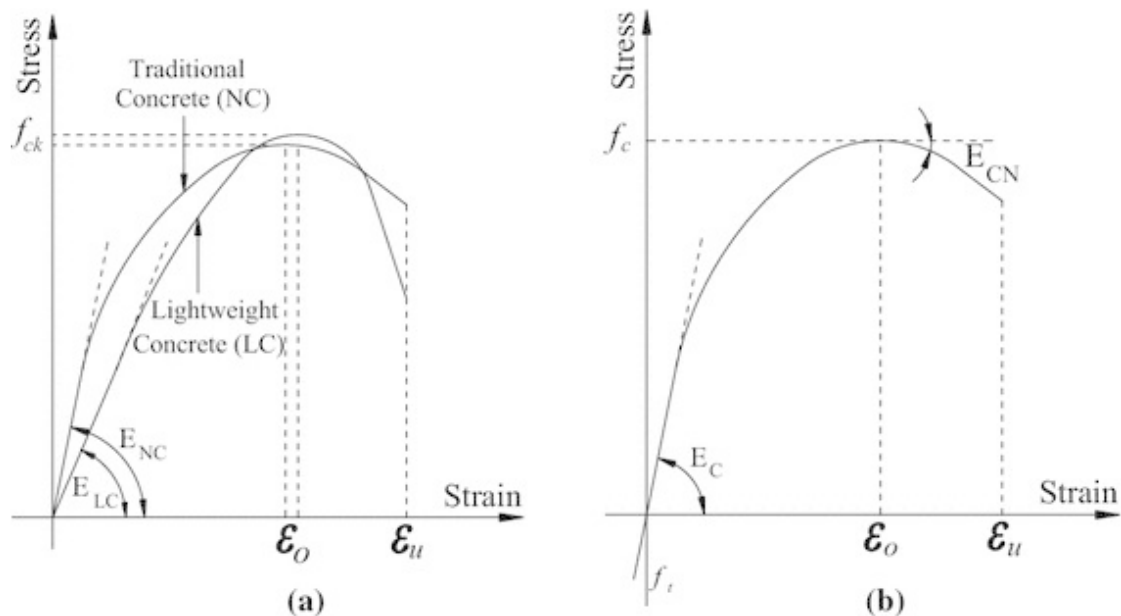


Figure 1. stress-strain curves of concrete [35]

As it can be seen in Figure 1, larger compressive strength corresponds to larger initial slope of the curves  $E_c$ . In all of the curves, the maximum compressive strength occurs at 0.002 strain and by increasing strength, the slope of the curve become sharper. This causes the concrete to become more brittle [35].

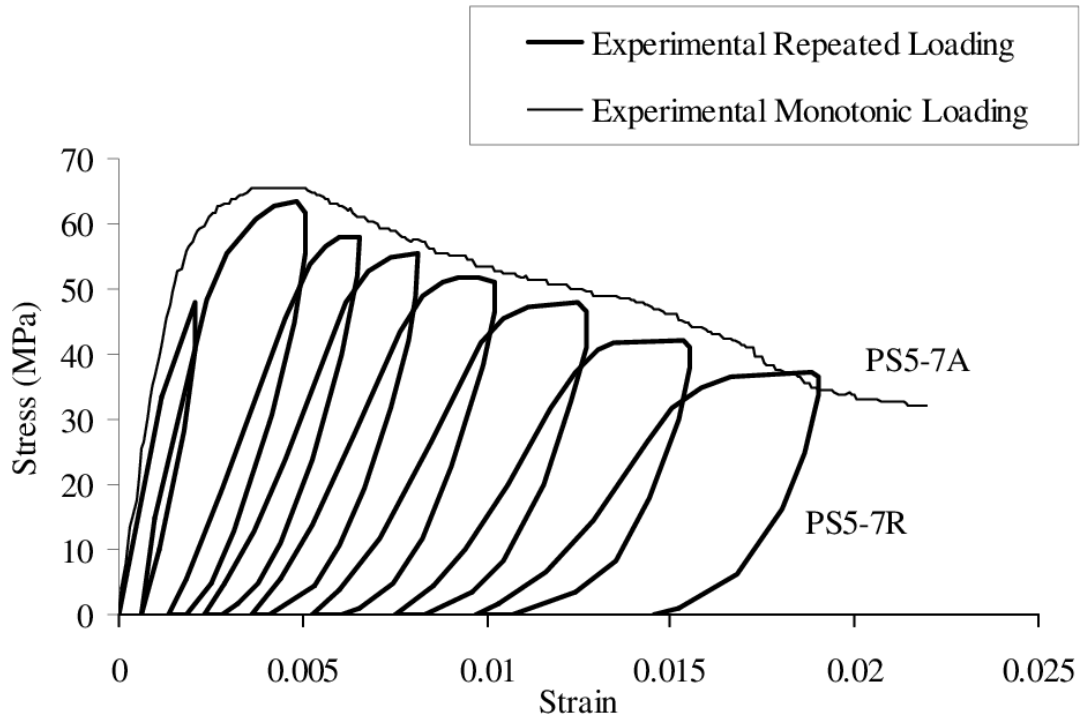


Figure 2. Cyclic behaviour of concrete [35]

The elastic modulus of concrete depends on type and age of concrete, type and rate of loading and the characteristics of constituent materials. However, most of the proposed relations for concrete's elastic modulus are a function of density and 28-day compressive strength. Below are two proposed relations (3-1) ABA-85 and (3-2) ACI-318 for concrete elastic modulus [35].

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (3-1)$$

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (3-2)$$

### 3.2. Compression

After loading of concrete up to its strength and then unloading, it is observed that after each cycle, residual strain remains in concrete. This residual strain causes failure after a few cycles of loading. Various studies have shown that the envelope curve of maximum stress is the same as the statically stress-strain curve of concrete [36,38]. This phenomenon helped researchers to propose constitutive models for concrete. According to Figure 2, in moderate strain, the stiffness of loading and unloading is approximately the same as initial stiffness. However, the stiffness decreases by increasing strain.

### 3.3. Tension

The tensile strength of concrete is about 7% to 11% of its compressive strength, hence unreinforced concrete is weak in tension. The concrete response under tension is influenced by crack initiation and propagation. Thus, the concrete behaviour in tension could not be investigated according to just tensile strain. Therefore, the study of cracks must be considered. The concrete shows a linear behaviour till tensile strength  $f_{ct}$  that is accompanied by micro-cracks. Increasing loads corresponds to sudden decrease in strength and propagation of cracks until it fails at ultimate strain  $\epsilon'_{cr}$ . The ultimate strain at failure  $\epsilon'_{cr}$  is about 10 to 12 times of strain corresponding to tensile strength  $\epsilon_{cr}$  [36].  $\epsilon'_{cr}$  is estimated about 0.00008 to 0.0001. Various researchers proposed relations for

concrete behavior in tension, most of them uses straight line with hyperbola for softening segment.

### 3.4. Behaviour of concrete in cyclic tensile loading

Since the tensile strength of concrete is low, the energy absorption compared to compression is negligible. For this reason, few investigations have been done on periodic behaviour of concrete in tension. When a concrete specimen reaches the tensile strength and undergoes periodic loading, its stiffness decreases and cracks are appeared. On the contrary to compression, these cracks can be observed vividly. Cyclic tensile test on a specimen is shown in Figure 3 [36].

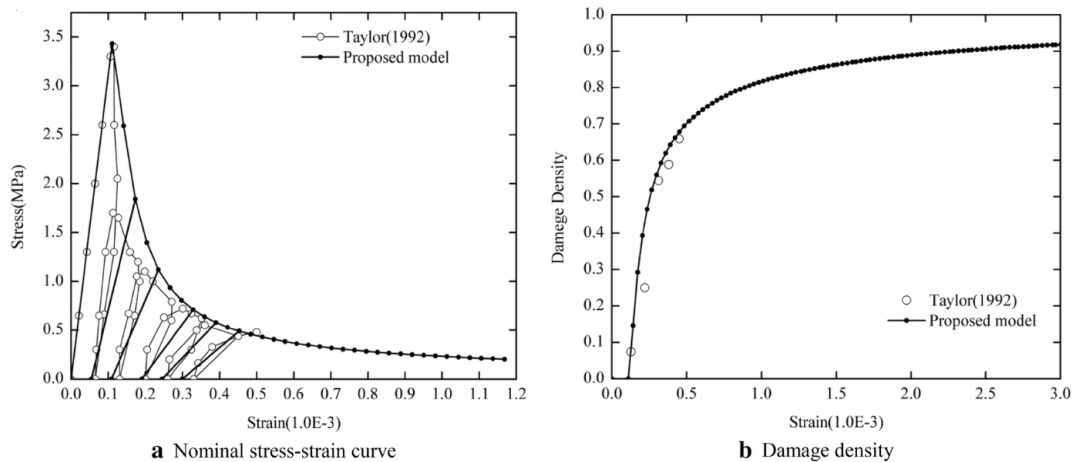


Figure 3. Cyclic tensile test curve [36]

### 3.5. Stiffness retrieval

One of the important topics in mechanical response of concrete in cyclic loading is stiffness retrieval. In ABAQUS software, the user could define stiffness retrieval factors  $W_t$  and  $W_c$  directly. Experimental results in quasi-brittle materials like concrete indicate that the compressive stiffness of the material improves due to crack closure when loading changes from tension to compression. On the other hand, the tensile stiffness could not be retrieved due to micro-crack initiation in concrete fracture. Loading changes from compression to tension underlies this occurrence. This behaviour in which  $W_t = 0$  and  $W_c = 1$  is the default settings in ABAQUS software. The degree of sensitivity of quasi-brittle materials is mainly related to the effects of high strain rate in micro-crack propagation. This effect in tensile loading is usually important. The nonlinearity of stress-strain curve decreases as strain rate increases and also ultimate strength increases. The tensile hardening can be expressed as a function of cracking strain rate or displacement. The compressive hardening can be expressed as a function of elastic strain rate according to Figure 4 [36].





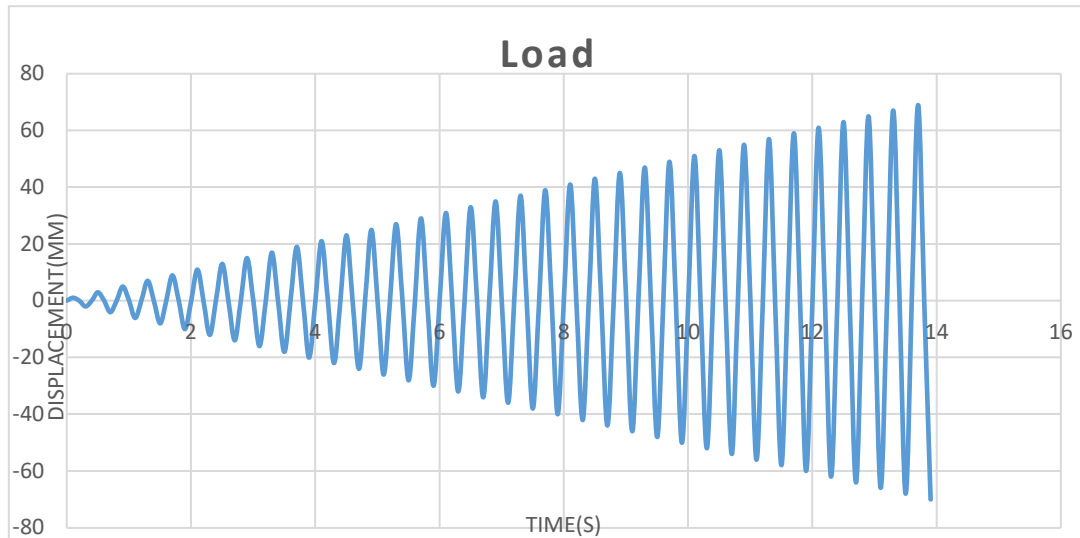


Figure 7. Loading

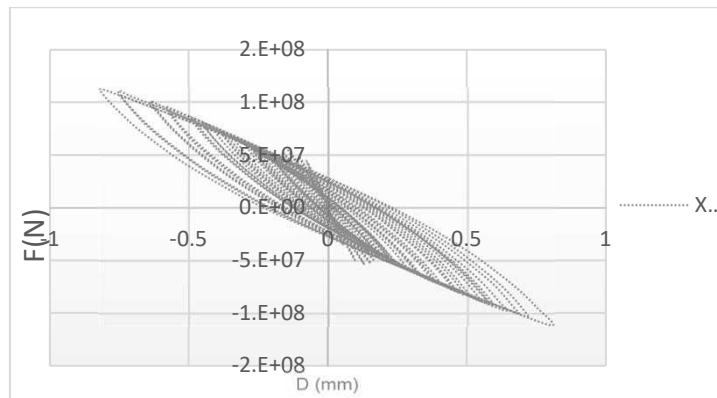


Figure 8. Hysteresis diagram for fixed X-direction

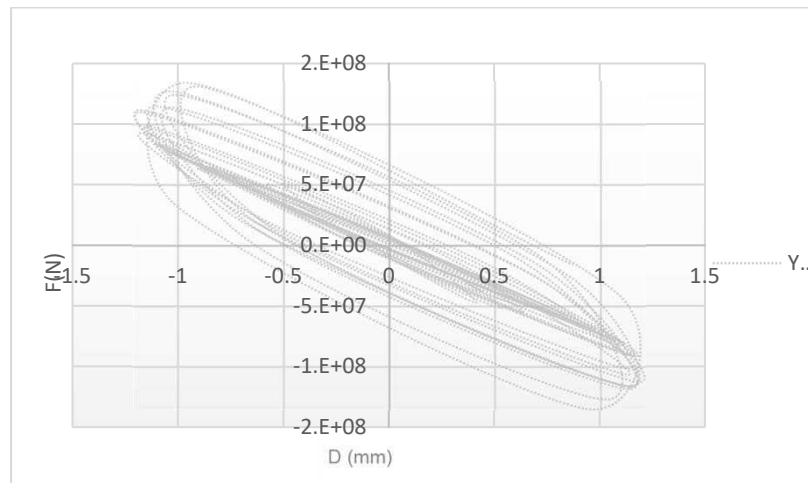


Figure 9. Hysteresis diagram for fixed Y-direction

The maximum force and displacement for fixed Y-direction are  $1.34 \times 10^5$  kN and 1.17 mm respectively. According to results, the maximum force and displacement of fixed X-direction to fixed Y-direction are 1.2 and 0.72 respectively. The outer loop of the two hysteresis diagrams were plotted in Figure 10 in order to compare the energy absorption.

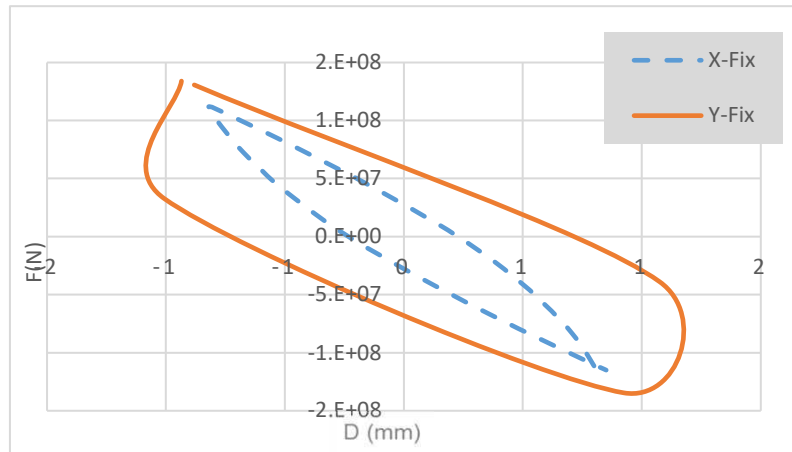


Figure 10. Comparison of two hysteresis diagrams

When fixed in Y-direction according to Figure 10, the wall undergoes higher deformation and the maximum resisting force is also higher. However, the resisting force and displacement are lower when the wall is fixed in X-direction. When the sides of the wall are fixed in three directions, Figure 12 and Figure 13 shows the corresponding hysteresis diagram in X and Y directions. The boundary condition is shown in Figure 11.

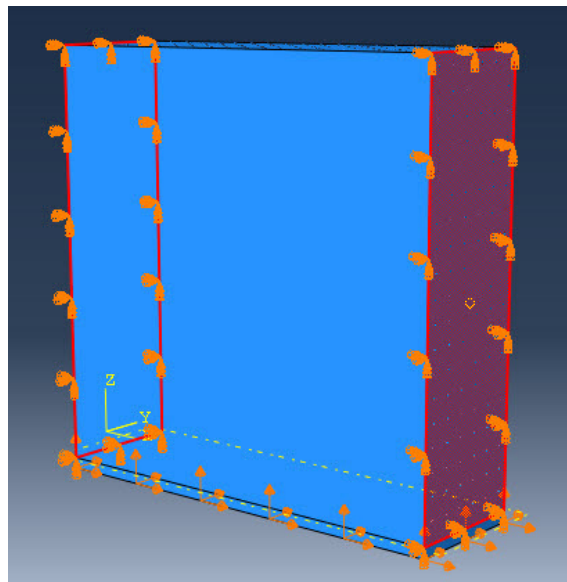


Figure 11. The fixed boundary condition for sides of the wall

According to Figure 12, the wall resists a larger force in X-direction and undergoes lower displacement. However, it resists lower force and higher displacement in Y-direction. In this wall, the dimension of X to Y is 5. In presence of earthquake, the wall is anticipated to resist large forces in X-direction while undergoes low deformation in Y-direction. Therefore, the growth of micro-cracks is prevented. On the other hand, the propagation of cracks is considerably important. The existence of cracks reduces the stiffness and causes the wall ceases its application. The schematic growth of cracks in the wall is shown in Figure 14.

The process of stiffness reduction is shown in Figure 14, that indicates the growth and propagation of cracks. In critical regions, the coefficient reached 0.89 and the failure occurs when the coefficient reaches 1. The cracks are appeared to 0.25 height of the wall in current condition. Some crack propagated to central regions of the wall. When the wall is fixed in X-direction, the cracks propagated more widespread specially in corners. In other words, a U-shaped region was not cracked considerably. The stresses in reinforcements are shown in Figure 16.

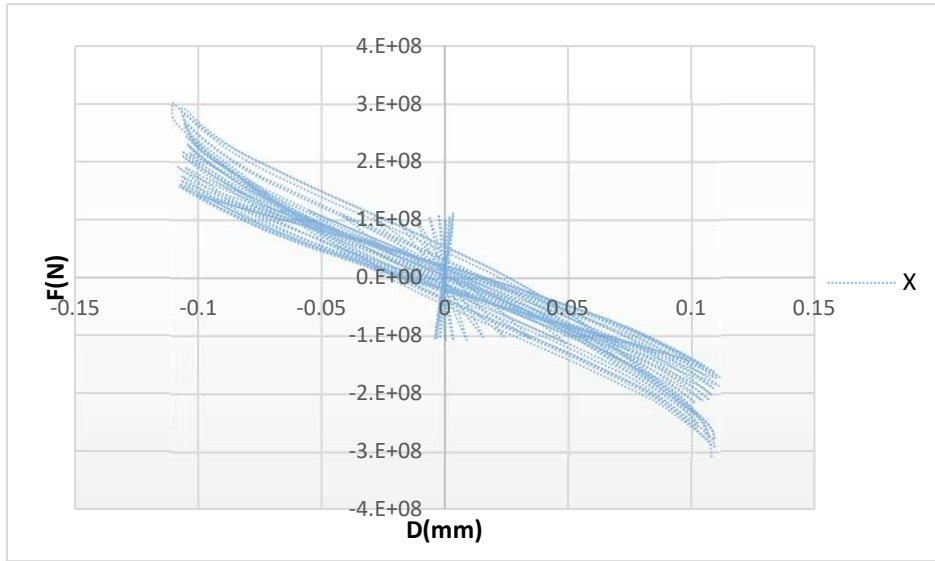


Figure 12. The hysteresis diagram for X-direction in full fixed support

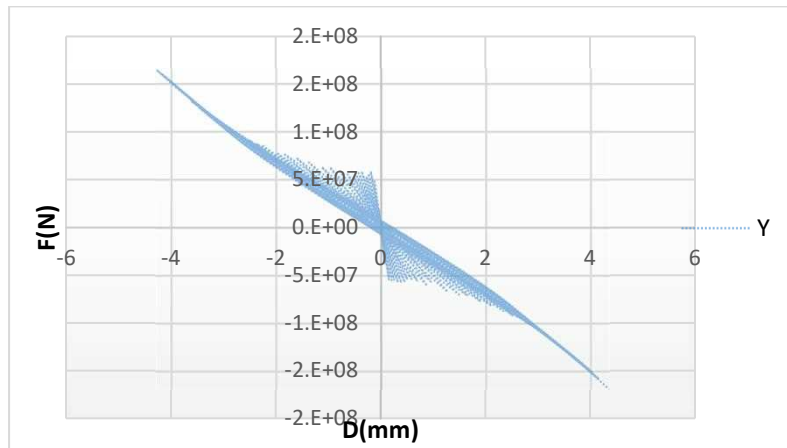


Figure 13. The hysteresis diagram for X-direction in full fixed support

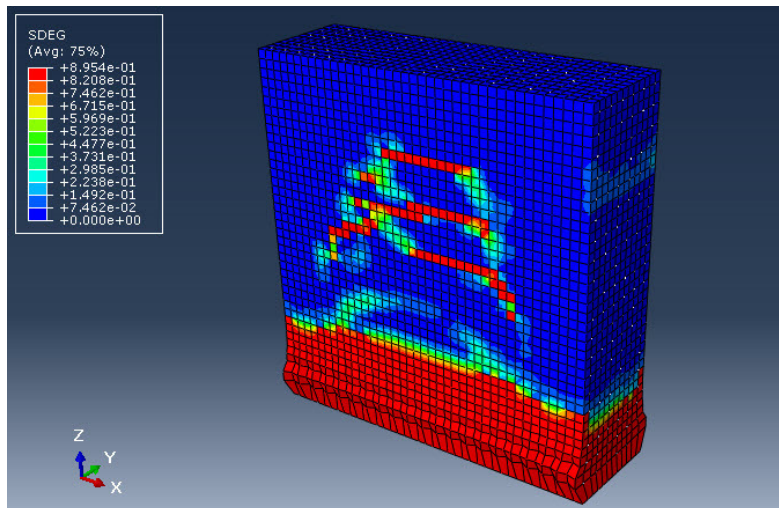


Figure 14. Schematic crack growth in fixed X-direction

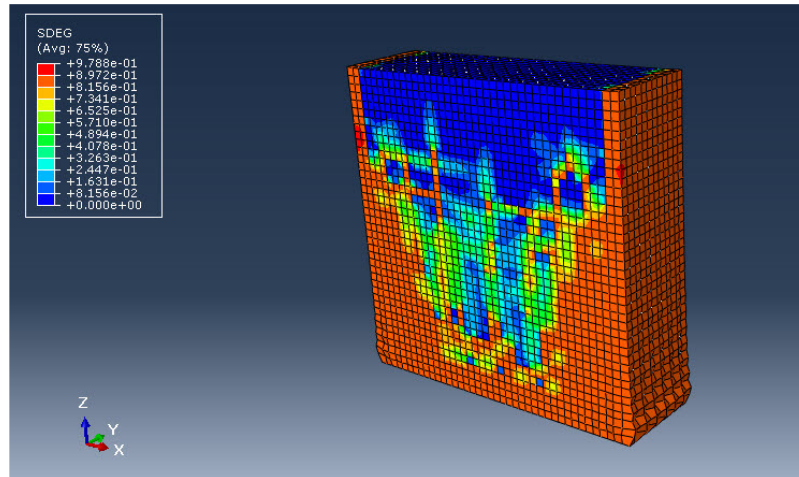


Figure 15. Schematic crack growth in fixed Y-direction

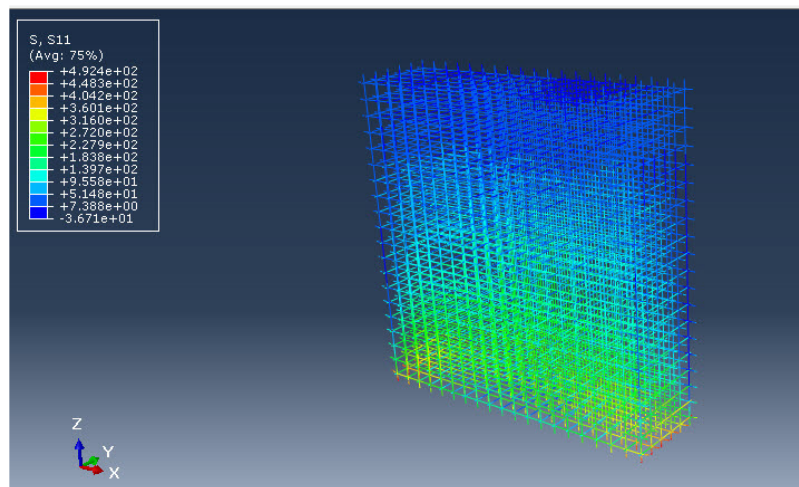


Figure 16. Stress distribution in reinforcements

The diagram on the left represents the stress limits in which the maximum stress in reinforcement reached 492 MPa. This stress limit was the same for all boundary conditions and the changes in BCs affect the crack propagation. According to Figure 17, the cracks reached the central cores of the wall further and depth of cracks are high in corners and sides of the wall in comparison to two previous conditions. In it noted that the maximum of SDEG is the same in all conditions, however, the areas in which cracks are appeared are important.

## 5. CONCLUSIONS

According to conducted studies, the location in which concrete is in tension requires special attention. In periodic loading as earthquake, concrete experiences tension and compression in different parts. However, the segment of concrete in tension causes crack initiation and growth. In this segment, the reinforcements carry tensile forces and concrete cracks. In this paper, the maximum resisting force, the maximum displacement and crack growth were investigated in various boundary conditions. For fixed X-direction boundary condition, the force and displacement were 1.2 and 0.72 times of the fixed Y-direction. Since the length of the wall is more than the width of it, larger force and lower displacement occur in the direction of the length of the wall. The real behaviour of the wall is anticipated to happen when the wall is fixed in the direction of the length of the wall. However, in the proximity to the perpendicular wall, the boundary condition changes. In this condition, results tend to fix sides condition of the wall in which the cracks grow in the corner of the wall. By going in X-direction, the cracks are appeared in

bottom of the wall then this pattern happens invertly until the U-shaped region of cracks are formed. Outside of this U-shaped region the cracks are severe and deep, however inside of the region is not cracked much.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] P. Forquin, An optical correlation technique for characterizing the crack velocity in concrete, *Eur. Phys. J. Spec. Top.* 206 (2012) 89–95, <https://doi.org/10.1140/epjst/e2012-01590-6>.
- [2] D.L. Grote, S.W. Park, M. Zhou, Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization, *Int. J. Impact Eng.* 25 (2001), 869–886, [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(01\)00020-3](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(01)00020-3).
- [3] S.W. Park, Q. Xia, M. Zhou, Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: II. numerical simulation, *Int. J. Impact Eng.* 25 (2001) 887–910, [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(01\)00021-5](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(01)00021-5).
- [4] Y.S. Tai, C.C. Tang, Numerical simulation: the dynamic behavior of reinforced concrete plates under normal impact, *Theor. Appl. Fract. Mech.* 45 (2006), 117–127, <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2006.02.007>.
- [5] S.D. Adhikary, B. Li, K. Fujikake, Dynamic behavior of reinforced concrete beams under varying rates of concentrated loading, *Int. J. Impact Eng.* 47 (2012)
- [6] M. Curbach, J. Eibl, Crack velocity in concrete, *Eng. Fract. Mech.* 35 (1990) 321–326.
- [7] J. Eibl, B. Schmidt-Hurtienne, Strain-rate-sensitive constitutive law for concrete, *J. Eng. Mech.* 125 (1999) 1411–1420, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1999\)125:12\(1411\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1999)125:12(1411)).
- [8] J. O'zbolt, A. Sharma, H.W. Reinhardt, Dynamic fracture of concrete - compact tension specimen, *Int. J. Solids Struct.* 48 (2011) 1534–1543, <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.01.033>.
- [9] J. O'zbolt, J. Bošnjak, E. Sola, Dynamic fracture of concrete compact tension specimen: experimental and numerical study, *Int. J. Solids Struct.* 50 (2013) 4270–4278, <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.08.030>.
- [10] J. O'zbolt, N. Bede, A. Sharma, U. Mayer, Dynamic fracture of concrete L-specimen: experimental and numerical study, *Eng. Fract. Mech.* 148 (2015) 27–41, <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.09.002>.
- [11] Q.B. Zhang, J. Zhao, A review of dynamic experimental techniques and mechanical behaviour of rock materials, *Rock Mech. Rock Eng.* 47 (2014) 1411–1478, <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0463-y>.
- [12] K. Ravi-Chandar, B. Yang, On the role of microcracks in the dynamic fracture of brittle materials, *J. Mech. Phys. Solids* 45 (1997) 535–563, [https://doi.org/10.1016/S0022-5096\(96\)00096-8](https://doi.org/10.1016/S0022-5096(96)00096-8).
- [13] M. Arezoumandi, A. Smith, J. S. Volz, and K. H. Khayat, “An experimental study on shear strength of reinforced concrete beams with 100 % recycled concrete aggregate,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 53, pp. 612–620, 2014.
- [14] P. A. Hidalgo, R. M. Jordan, and M. P. Martinez, “An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall , reinforced concrete structures,” vol. 24, pp. 85–98, 2002.
- [15] T. Holden, J. Restrepo, and J. B. Mander, “Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls,” pp. 286–296, 2003.
- [16] A. Cladera and A. R. Marí, “Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear,” vol. 27, pp. 1519–1527, 2005.
- [17] F. Légeron, M. Asce, P. Paultre, M. Asce, J. Mazars, and M. Asce, “Damage Mechanics Modeling of Nonlinear Seismic Behavior of Concrete Structures,” no. June, pp. 946–955, 2005.
- [18] H. Park, J. Kwack, S. Jeon, W. Kim, and I. Choi, “Framed Steel Plate Wall Behavior under Cyclic Lateral Loading,” pp. 378–388, 2007.
- [19] R. K. L. Su and S. M. Wong, “Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio,” vol. 29, pp. 1957–1965, 2007.

- [20] R.Park, T.Paulay, Reinforced Concrete Structures, 1975.
- [21] Wang J, Shi Z, Nakano M. Strength degradation analysis of an aging RC girder bridge using FE crack analysis and simple capacity-evaluation equations. *Eng Fract Mech* 2013; 108:209–21. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2013.04.011>.
- [22] Pimanmas A, Tisavipat J. Effect of existing cracks on shear failure behaviour of reinforced concrete members. *Mag Concr Res* 2005; 57:485–95. <https://doi.org/10.1680/macrc.2005.57.8.485>.
- [23] Pimanmas A, Maekawa K. Finite element analysis and behaviour of pre-cracked reinforced concrete members in shear. *Mag Concr Res* 2001; 53:263–82. <https://doi.org/10.1680/macrc.2001.53.4.263>.
- [24] Fu L, Wang H, Nakamura H, Wang D. Mechanism of improvement in the shear performance of RC beams due to multiple small transverse openings. *Structures* 2022;45:758–72. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.09.028>.
- [25] Bouchard PO, Bay F, Chastel Y. Numerical modelling of crack propagation: Automatic remeshing and comparison of different criteria. *Comput Method Appl M* 2003; 192(35–36):3887–908.
- [26] Narayan S, Anand L. A gradient-damage theory for fracture of quasi-brittle materials. *J Mech Phys Solids* 2019; 129:119–46.
- [27] Ahmed B, Voyiadjis GZ, Park T. A nonlocal damage model for concrete with three length scales. *Comput Mech* 2021;68(3):461–86.
- [28] Jir´asek M, Desmorat R. Localization analysis of nonlocal models with damage-dependent nonlocal interaction. *Int J Solids Struct* 2019;174:1–17.
- [29] Kong X, Fang Q, Zhang J, et al. Numerical prediction of dynamic tensile failure in concrete by a corrected strain-rate dependent nonlocal material model. *Int J Impact Eng* 2020; 137:103445.
- [30] Jir´asek M. Nonlocal models for damage and fracture: Comparison of approaches. *Int J Solids Struct* 1998;35(31):4133–45.
- [31] Lu G, Chen J. A new nonlocal macro-meso-scale consistent damage model for crack modeling of quasi-brittle materials. *Comput Method Appl M* 2020; 362: 112802.
- [32] Chengbin Du, Wencang Huang, Mohsen Ghaemian, Shouyan Jiang, Zhiwei Zhao, New nonlocal multiscale damage model for modelling damage and cracking in quasi-brittle materials, *Engineering Fracture Mechanics*, Volume 277, 2023, 108927, ISSN 0013-7944,
- [33] J.Y. Wu, A unified phase-field theory for the mechanics of damage and quasi-brittle failure, *J. Mech. Phys. Solids* 103 (2017) 72–99, <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2017.03.015>.
- [34] C. Du, W. Huang, M. Ghaemian, S. Jiang, Z. Zhao, New nonlocal multiscale damage model for modelling damage and cracking in quasi-brittle materials, *Eng.*
- [36] B. Alfarah, F. López-almansa, and S. Oller, “New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures,” *Eng. Struct.*, vol. 132, pp. 70–86, 2017
- [37] Hiwei Zhao, Chengbin Du, Liguó Sun, Ningyu Du, Simulation of the dynamic cracking of brittle materials using a nonlocal damage model with an effective strain rate effect, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Volume 418, Part B, 2024, 116579, ISSN 0045-7825, <https://doi.org/10.1016/j.cma.2023.116579.24–38>,
- [38] N. Trivedi and R. K. Singh, “Annals of Nuclear Energy Prediction of impact induced failure modes in reinforced concrete slabs through nonlinear transient dynamic finite element simulation,” *Ann. Nucl. Energy*, vol. 56, pp. 109–121, 2013.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**NUMERICAL MODELLING FOR THE ASSESSMENT OF THE OUT-OF-  
PLANE BEHAVIOUR OF TWO-LEAF STONE MASONRY WALLS: FE  
BASED VS DEM-BASED APPROACHES**

**ANTONIO MURANO**  
PhD Student  
University of Minho

**JAVIER ORTEGA**  
Post-doc Researcher  
Spanish National Research Council

**HUGO RODRIGUES**  
Associate Professor  
University of Aveiro

**GRAÇA VASCONCELOS**  
Associate Professor  
University of Minho

**ABSTRACT**

This work addresses the comparison of different modelling approaches to simulate the out-of-plane behaviour of two-leaf stone masonry walls. Two modelling strategies are selected and compared in this the study, namely finite element (FE) by considering micro and macro modelling approach, and the distinct element method (DEM). The study intends to: i) provide an insight regarding parameter estimation and calibration procedure for each modelling approaches; ii) compare different modelling strategies highlighting their pros and cons in terms of computational effort and results' accuracy.

**PALAVRAS-CHAVE:** Two-leaf stone masonry walls; FE micro modelling; FE macro modelling, distinct element method; comparison of modelling strategies.



## 1. INTRODUCTION

Masonry is a composite material made of units (natural or manmade) arranged in space usually following a regular pattern characterized by a succession of horizontal overlapping layers which are staggered to avoid the formation of continuous vertical joints. Ideally, the presence of mortar (made of fine aggregate, sand, water, and air or hydraulic lime binders) should ensure masonry structures with monolithic behaviour. In the case of dry-stone masonry, no mortar is present, and the units are stacked on top of each other trying to achieve a good interlock such as to provide effective structural stability.

A significant part of the existing worldwide building stock consists of ordinary and historical masonry buildings (churches, temples, fortresses, etc.) [1].

Indeed, historical masonry buildings are often the result of a non-engineered building practice rooted in the workmanship's practical expertise developed over the centuries and successively codified as rules of thumb, which are essentially an array of techniques consistently detected in historical constructions.

Therefore, when it comes to assess the structural performance of historical masonry buildings, qualitative features (e.g. geometrical configuration of the masonry bond) and quantitative features (e.g. mechanical properties) need to be examined in order to provide an accurate estimation of the overall structural behaviour [2].

Among the recurring collapse mechanisms, the overturning of the buildings' external walls (first damage mode or out-of-plane failure) represents the most severe condition of vulnerability in masonry buildings [3].

With regard to a structural analysis of masonry buildings, several modelling approaches, ranging from highly simplified to highly advanced, have been developed to simulate the numerical behaviour of masonry structures throughout the decades [4]. Each of these approaches has pros and cons in terms of results' accuracy and computational effort. Moreover, the estimation of input parameters (from empirical formulas or experimental data) has a great influence on the final output affecting the reliability of the numerical simulations.

Therefore, this study presents the comparison among different modelling strategies with the aim of providing a deeper insight regarding (1) input parameters estimation and (2) reliability and effectiveness in simulating the out-of-plane behaviour of two-leaf stone masonry walls.

This study will focus on a comparison between a macro-model and a simplified micro-model built and analysed by means of a finite element software (DIANA FEA) [12]. Moreover, an additional application of the simplified micro-modelling approach will be carried out using a distinct element software (3DEC) [13]. The experimental data adopted for the calibration of the models and the comparison of the results refers to an out-of-plane test carried out by means of an airbag on a reduced scale (1:2) U-shaped reduced scale (1:2) stone masonry wall with regular stone units and mortar joints (REGW).

## 2. MAIN FEATURES OF THE SELECTED MODELLING STRATEGIES

Even though the array of numerical strategies used for both academic purposes and professional practice is extremely wide, a categorization of these procedures can be provided considering the level of refinement achieved once the numerical model is built [4] [5].

In macro-modelling approaches (1), masonry can be modelled as a one-phase material, where units, mortar and units-mortar interfaces are smeared out in a homogeneous continuum (Fig. 1 – a). Simplified micro-modelling approaches (2) rely on the definition of “expanded” masonry units combined with zero-thickness interface elements to simulate mortar joint behaviour (Fig. 1 – b). Conversely, in a detailed micro-modelling approach (3) masonry is represented as a three-phase material (Fig. 1 – c) implying that masonry units and mortar joints are represented by continuum elements, whereas the unit–mortar interface is represented by discontinuous elements [5].

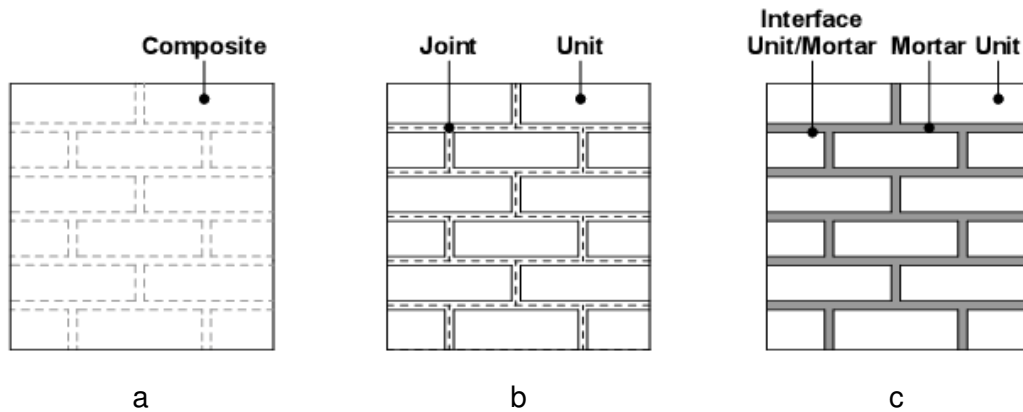


Fig. 1 - Modelling strategies for masonry structures: (a) macro-modelling; (b) simplified micro-modelling; (c) detailed micro-modelling (adapted from [5])

Finite element macro-modelling approximates masonry as a homogeneous isotropic continuum material. The practical advantage of this approach relies on the use of simpler finite element meshes since there is no need of accurately simulating masonry components [10]. Damages are described as a smeared property spreading over a large volume of the structure, which is an approximation that may lead to some inaccuracy because actual cracks in masonry structures usually arise in concentrated or isolated locations [14]. The detailed micro-modelling approach considers independently masonry units, mortar joints and mortar-unit interfaces. It is an extremely accurate method although it is highly time-consuming.

Simplified micro-models overcome the computational drawbacks of the standard micro-modelling technique. In this approach, a sort of “average interface” merges together each mortar joint and two adjacent unit-mortar interfaces, whereas the units are expanded to keep constant the overall geometrical configuration. Thus, expanded units represented by continuum elements are used to model both units and mortar material, whereas the behaviour of the mortar joints and unit-mortar interfaces is lumped to the discontinuous elements [15].

The “distinct element method” (DEM) was proposed by Cundall in 1971. DEM solution procedure is based on the integration of the equations of motion of the rigid blocks, which allows the possibility of considering large displacements and to update the block positions [22].

In DEM, masonry is represented as an assemblage of distinct blocks, where masonry joints are modelled as contact surfaces among different blocks; it can be classified as a simplified micro-model approach. The basic assumptions related to a computer-based distinct element modelling approach are [22]: (1) development of finite displacements and rotations of distinct bodies (blocks), including the complete detachment; (2) automatic recognition of new contacts between blocks as the calculation progresses.

Macro- and micro-models have been extensively used to analyse the seismic response of a wide range of masonry structures characterized by different boundary and load

conditions [16] [17] [18]. Both approaches proved their reliability in capturing the out-of-plane behaviour of masonry structures showing a good agreement with the experimental results presented in research works available in the literature, even though further work to address the behaviour of two-leaf masonry walls can still be done [19] [20] [21].

### 3. PARAMETERS ESTIMATION

As aforementioned, the modelling approaches considered in this study are: (1) macro-modelling and (2) simplified micro-modelling. The macro-modelling analyses will be carried out using FE-based commercial software (DIANA [6]), whereas in the simplified micro-modelling, a comparison between DIANA [6] and the DEM-based software 3DEC by Itasca [7], will be presented.

The input parameters required to carry out the numerical analysis may vary depending on the constitutive model selected to simulate the behaviour of a certain structural system and on the selected modelling approach.

To this end, it must be underlined that macro-modelling approaches consider masonry as an isotropic continuum material having linear and non-linear properties; conversely, in a simplified micro-model it is assumed that the non-linear properties of masonry are concentrated on the interface connecting the unit.

The estimation of the mechanical properties related to the macro-modelling approach is based on the recommendations provided by Lourenço [5]. The equations used to estimate macro-model mechanical properties in this study are:

$$f_c = \frac{E}{\alpha} \quad (1)$$

$$f_t = \frac{1}{10} f_c \quad (2)$$

$$G_{fc} = d_{u,c} \cdot f_c \quad (3)$$

$$G_{f1} = 12 \text{ N/m} \quad (4)$$

Where  $E$  is the Young Modulus,  $f_c$  is the compressive strength,  $\alpha$  is a coefficient assumed to be equal to 1000,  $f_t$  is the tensile strength,  $G_{fc}$  is the compressive fracture energy,  $d_{u,c}$  is the ductility index in compression assumed equal to 1.60 mm and  $G_{f1}$  is the Mode I fracture energy. It must be noted that the values of  $\alpha$ ,  $d_{u,c}$  and  $G_{f1}$  have been set based on the same set of recommendations [5].

An important aspect related to the comparison of the modelling strategies presented in this study involves the use of suitable equations enabling the transition from one method to another depending on the input data available (e.g. estimation of Young Modulus starting from joints' normal stiffness and vice versa). In fact, the calculation of interface stiffness is a crucial aspect for the application of simplified micro-modelling approaches both for FE-based software and DE-based software. Therefore, providing reference values for interface elements can represent a good starting point in the calibration procedure characterizing any numerical simulation, especially when initial information is limited and/or available experimental data is scarce. To this end, a brief review of mechanical properties available in the literature addressing the analysis of the behaviour of masonry structural systems by means of DEM has been carried out for the regular stone masonry wall (REGW).

Table 1 presents the average values resulted from the examination of the documents gathered [8].

Table 1 - Summary of interface properties for drystone masonry walls (DS) and regular stone masonry wall (REGW)

	Normal Stiffness - $k_n$ (N/m <sup>3</sup> )	Shear Stiffness - $k_s$ (N/m <sup>3</sup> )	Tensile Strength - $f_t$ (N/m <sup>2</sup> )	Cohesion - $c$ (N/m <sup>2</sup> )	Friction Angle - $\phi_r$ (°)
REGW	2.00E+12	9.00E+11	1.07E+5	4.80E+5	32.73

Overall, based on the information gathered, the ratio between normal and shear stiffness ranges from 2 to 2.4 ( $k_n = 2 - 2.24 k_s$ ). The cohesion to tensile strength ratio ranges from 1.25 and 1.5 ( $c = 1.25 - 1.50 f_t$ ). The friction angle values range from 30° to 40°.

In the present study a normal stiffness was assumed as  $k_n = 2k_s$ , the cohesion was estimated as  $1.25 f_t$ , and any variation characterizing the calibration procedure has been carried out keeping it constant. In the case of dry joint masonry structures, the tensile strength and cohesion are assumed to be equal to zero.

#### 4. DESCRIPTION OF THE CASE STUDY

The double-leaf stone masonry walls analysed in this work replicate the main characteristic of stone masonry walls commonly found in vernacular buildings in the northern region of Portugal [8] but can be found in other regions in Portugal, namely the south, and other Mediterranean countries. In order to study experimentally its out-of-plane behaviour, reduced scale (1:2) masonry walls specimens with U-shaped plan configuration were adopted.

The final wall specimen presents a span of 2.25 m, a height of 1.35 m and a thickness of 0.30 m. Through-stones (headers) were used to ensure an adequate connection between the wall leaves and distributed throughout the area of the wall, as shown in Fig. 2, where headers have been highlighted in grey colour. Further details about the geometrical configuration of the reference stone masonry wall can be found in Maccarini [8].

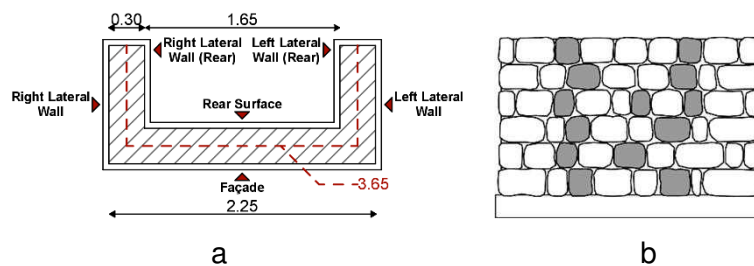


Fig. 2 - Plan configuration tested specimens (a); (b) front view regular stone masonry wall (REGW)

The experimental setup simulated out-of-plane the seismic action by means of an airbag (area of 1.65×1.35 m<sup>2</sup>), exerting a uniformly distributed load on the rear surface of the façade wall. Additionally, a vertical load was also applied to the lateral walls to simulate the self-weight of a timber roof. A supporting steel frame was placed between the reinforced concrete reaction wall of the laboratory and the airbag. Four load cells, placed between the steel profiles and the reaction wall, allowed to record the load applied by the airbag to the wall. The out-of-plane test was carried out under displacement control, being the control point located at the top of the façade wall at mid-span, where the highest displacement was expected (Fig. 3). The monitoring of the displacements of the façade wall during the out-of-plane test was carried out using linear variable differential

transformers (LVDTs), further details about the testing setup can be found in Maccarini [8], Martins[9], and Murano [10].

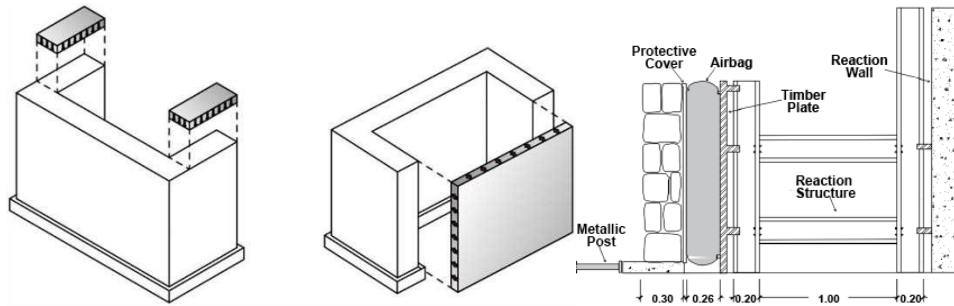


Fig. 3 - Load configuration and test setup configuration adopted for the OOP test

The numerical macro-model of the walls was defined with DIANA software [6] using twenty-node hexahedron solid 3D elements (CHX60). Since the model is intended to simulate the experimental test, the reinforced concrete base was also included in the numerical model using the same solid 3D elements.

The reinforced concrete base of the wall is considered fully constrained to the floor. Indeed, some metallic elements have been used to avoid any uplift or sliding movements of the base itself (Fig. 3). Moreover, a linear elastic behaviour is assumed for the reinforced concrete base since it did not experience any sort of damage during the testing procedure.

The material model adopted to represent the non-linear behaviour of the stone masonry is a standard isotropic Total Strain Rotating Crack Model (TSRM). The model describes the tensile and compressive behaviour of the material with one stress-strain relationship and assumes that the crack direction rotates with the principal strain axes [6]. An exponential softening function simulates the non-linear behaviour of the material in tension, whereas a parabolic function was adopted to describe the crushing behaviour in compression [6].

The simplified micro-model built using 3DEC software [7] envisages the use of rigid blocks to simulate masonry stone units, whereas the nonlinear behaviour is simulated by means of interface elements based on a Mohr-Coulomb constitutive model [7].

Similarly, the micro-model of the wall in DIANA software also considers interface elements to which the same constitutive model (Mohr-Coulomb) is assigned. In this case, stone units are assumed to have linear elastic behaviour, implying that cracks occur at the masonry joints, whether they are dry or mortar joints.

The geometrical models of the tested specimens have been built using a 3D CAD software and later imported into DIANA and 3DEC to characterize the geometry based on the input parameters required for each modelling approach and constitutive model considered (Fig. 4).

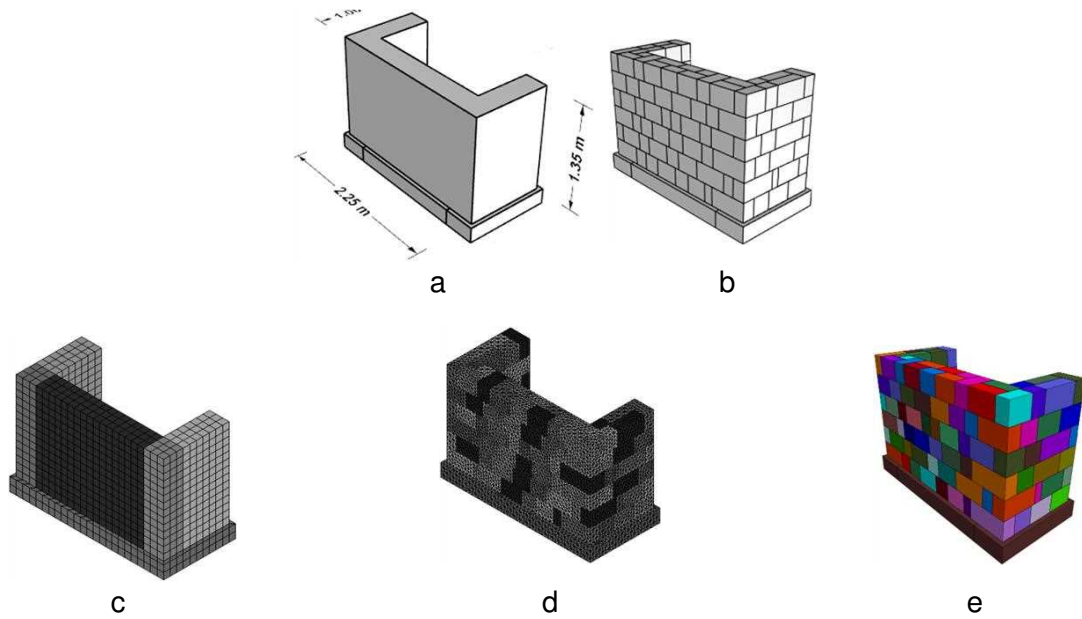


Fig. 4 - Geometrical 3D model for macro-modelling applications (a); Geometrical 3D model for micro-modelling applications REGW (b); REGW masonry wall macro-model (c); DIANA micro-model REGW (d); 3DEC distinct elements model REGW (e)

## 5. CALIBRATION PROCEDURE AND RESULTS COMPARISON

The calibration procedure applied consists of the following steps: (1) preliminary analysis carried out using the simplified micro-model built with 3DEC software (DE-based software) since it allows to obtain an initial estimation of the model's structural behaviours with a smaller computation effort compared to the others modelling approach considered in this study, namely FE macro-modelling and FE-based micro-modelling. The starting mechanical properties used to characterise the behaviour of the interface elements have been set equal to the average values proposed in Table 1, resulting from the literature review; (2) the second step involves the adjustment of the preliminary numerical load-displacement pushover curve to fit the experimental results. The fitting process consisted in different pushover analyses (trial/error approach) carried out modifying the mechanical inputs of the model in terms of stiffness (keeping the ratio  $kn = 2ks$ ) and maximum load capacity (keeping the ratio  $c = 1.25$ ). The friction angle value has been kept constant ( $33^\circ$ ), (3) the normal stiffness value ( $kn$ ) obtained at the end of the tuning process carried out in the previous step is used to: (i) estimate a corresponding value of Young's Modulus in order to define the corresponding properties to be used in the macro-model (see equations (1), (2), (3(4)); and (ii) to provide a first estimation of the shear stiffness ( $ks$ ); (4) once the macro-model's mechanical properties have been defined, a modal analysis was carried out to compare numerical mode shapes and natural frequencies of vibration for all the considered modelling approaches (FE macro and micro-models, DE-based micro-model), to have a first insight regarding the effectiveness of the parameters' estimation procedure and the consistency of the behaviour of the models.

Following the steps from the calibration procedure, a preliminary analysis of the regular walls with mortar joints was carried out using 3DEC (e.g. the DE-based software). The first trial of the calibration analysis (Fig. 5, REGW\_Micro\_DEM\_Step 1 curve) showed an overestimation in terms of peak load attained (approximately 60 kN). Similarly, the stiffness of the numerical model appears to be significantly higher when compared to the experimental result (see Fig. 5).

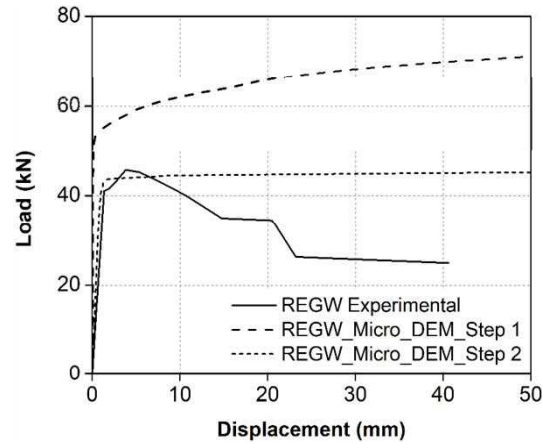


Fig. 5 - Regular masonry wall (REGW) calibration procedure step 1 (a) and step 2 (b)

Hence, a refinement of the model's mechanical properties was carried out by adjusting stiffness parameter (assuming  $k_n = 2k_s$ ) and tensile parameter assuming the cohesion equal to  $1.5 f_t$  (tensile strength). The final parameters characterising the interface properties are presented in Table 2.

Table 2 - Mechanical parameters simplified micro-model (REGW)

Normal Stiffness - $k_n$ (MPa/mm)	Shear Stiffness - $k_s$ (MPa/mm)	Tensile Strength - $f_t$ (N/m <sup>2</sup> )	Cohesion - $c$ (N/m <sup>2</sup> )	Friction Angle - $\phi$ (°)
4.2	2.1	1.5E+5	1.9E+5	33

Once, the final values of normal and shear stiffness were correctly set, the updated normal stiffness was used to estimate the equivalent Young's Modulus of masonry to calculate other mechanical parameters as material input parameters for the macro-model analysis [8]. The values for the Young's Modulus for REGW has been set equal to  $8.47E+8$  N/m<sup>2</sup> (847 MPa) and the remaining mechanical properties calculated based on equations 1 to 4 are reported in Table 3.

Table 3 - Mechanical parameters macro-modelling approach (REGW)

Young Mod. - $E$ (N/m <sup>2</sup> )	Poisson ratio - $\nu$	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Tensile Strength - $f_t$ (N/m <sup>2</sup> )	Mode I Fr. Energy - $G_{F1}$ (N/m)	Compr. Str. - $f_c$ (N/m <sup>2</sup> )	Compr. Fr. Energy - $G_{fc}$ (N/m <sup>2</sup> )
8.47E+8	0.39	2495	8.47E+4	12	8.47E+5	1355

The assessment of the modal components showed a good consistency among the models considered [11]. Fig. 6 presents the load-displacement diagrams resulting from the pushover analyses performed using the different calibrated modelling approaches. All the considered modelling approaches yielded similar results in terms of initial stiffness.

The FE-based micromodel led to a peak load of approximately 40 kN, which is slightly lower in comparison to the peak load achieved in the analysis carried out with DE-based simplified micro-model (peak load around 43 kN). In both cases the value is very close to the experimental peak load of 43.50 kN.

A higher difference in terms of peak load was found for the macro-model. In this case, the peak load is around 15% lower than the experimental peak load. The post-peak behaviour in both simplified micro-modelling approaches (DE-based and FE-based) shows a plateau characterised by almost no increasing load for increasing lateral displacements. On the other hand, the macro-model load-displacement curve is characterised by an abrupt decrease of the lateral resistance of the wall after reaching the peak load.

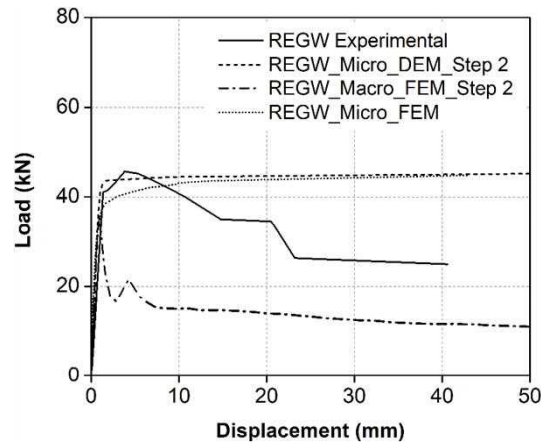


Fig. 6 - Experimental and numerical Load vs Displacement curves regular masonry wall (REGW)

The damage pattern in the DE and FE simplified micro-models (corresponding to a displacement level equal to 40 mm) is similar. Diagonal cracks open in the façade wall resulting in a progressive increase of the detachment between the façade and the lateral walls (Fig. 7 d-e-f and Fig. 7 i-l-m). For a higher level of displacement, it is possible to observe a gradual sliding phenomenon affecting the top masonry horizontal layer.

Looking at the macro-model strain concentration (corresponding to a displacement level equal to 40 mm), it is possible to conclude that damage mostly affects the connection between lateral walls and façade, as well as the upper central part of the main façade. The strain concentration coincides with the diagonal cracks that developed in both simplified micro-models (Fig. 7 d-i). Moreover, the highest strain concentration in the upper part of the façade shows a good consistency with the outcome related to the micro-model-based analyses, which show higher displacements of the upper masonry layers.

The numerical models are also roughly able to represent the experimental damage pattern (Fig. 7 a-b-c), even if the crack asymmetry could not be captured by DE-based simplified micro-model and FE-based macro-model.



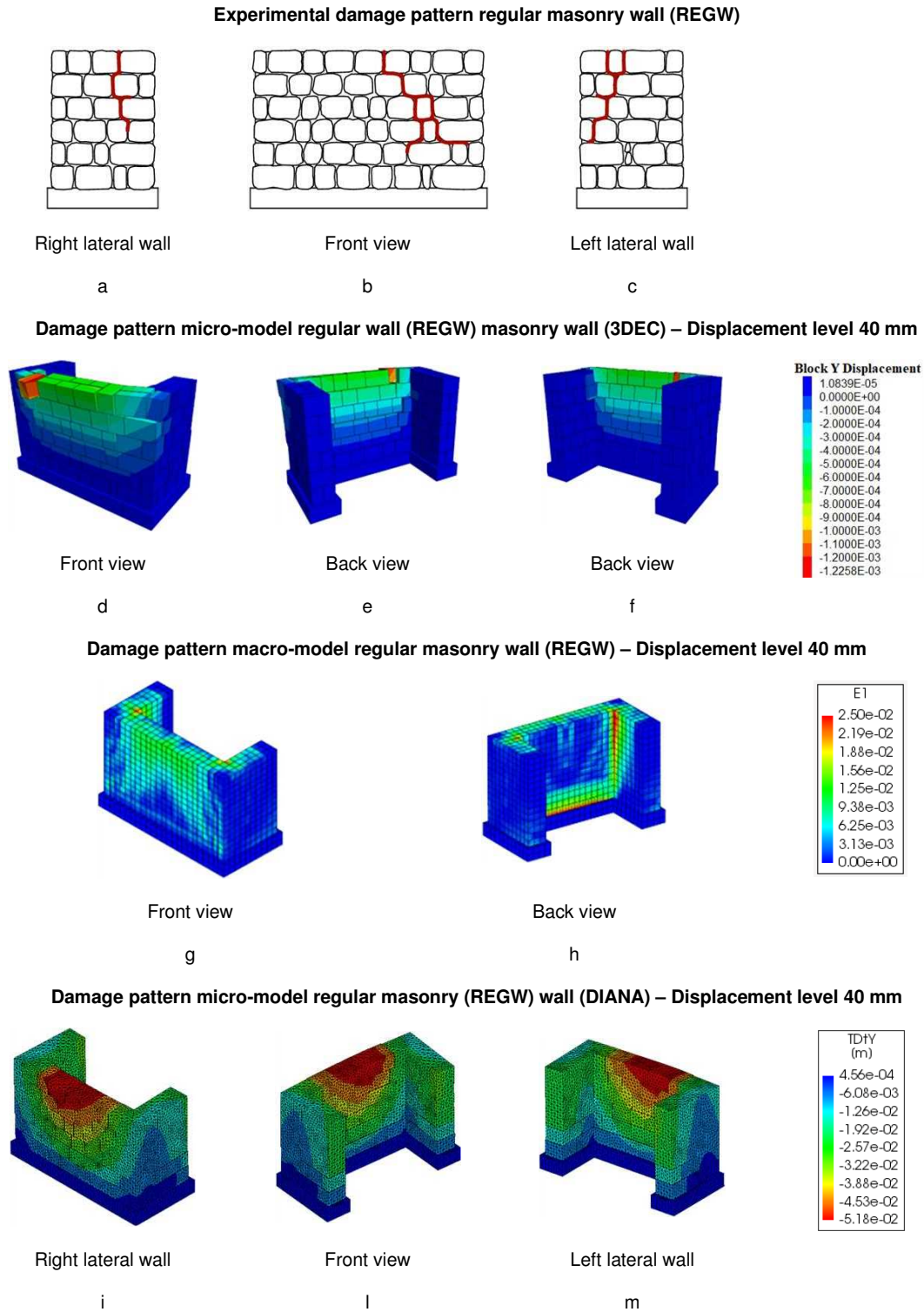


Fig. 7 - Experimental and numerical damage pattern regular masonry wall (REGW)

## 6. FINAL REMARKS

This study presents a comparison among different modelling approaches applied in the simulation of the out-of-plane behaviour of a two-leaf stone masonry wall and a comparison with experimental results from out-of-plane tests.

After an overview regarding the main features of the selected modelling approaches (FE/DE simplified micro-model and FE-based macro-modelling), attention has been paid to the expressions available in the literature to estimate the input parameters describing the constitutive material behaviour in the numerical model.

Moreover, a literature review was conducted to estimate the properties of masonry interfaces, which is a key aspect in case of micro-models. The collected mechanical properties have been used as a starting point for the calibration procedure of the models simulating the wall.

Overall, it is possible to conclude that both micro-models approaches proved to be reliable in simulating the out-of-plane behaviour of the tested walls, capturing the damage/collapse mechanisms occurred during the experimental tests.

On the other hand, macro-model numerical simulation, despite its limitations, namely the inability to capture asymmetrical or irregular damage mechanisms, due to the basic assumption of the method (masonry considered as homogeneous isotropic material), proved to be reliable in estimating the areas of the masonry wall most prone to failure.

The main drawback related to the FE-based micro model is the computational effort characterizing this type of analysis. Conversely the simplified DE-based micro-model showed a significant efficiency from a computational point of view, representing a good compromise between accuracy of results and duration of the analysis. It is possible to say the same for the macro-model simulation, but in this case, the lack of accuracy of the results must not be overlooked.

A FE-based micro-model pushover analysis approximately required a run time higher than 7 days, whereas the run time for a DE-based pushover analysis roughly required less than 30 minutes; a similar computational effort (average of 30 minutes) characterised the FE-based macro-model analyses carried out.

Finally, a key aspect highlighted in this work refers to the consistency between the input mechanical parameters estimated with different empirical expressions; attention should be paid to the characterization of the behaviour of the models in order to have good agreement between numerical and experimental curves.

## 7. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020.

This work is financed by national funds through FCT - Foundation for Science and Technology, under grant agreement SFRH/BD/147708/2019 attributed to the 1st author.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] P. Roca, P. B. Lourenço, and A. Gaetani, *Historic Construction and Conservation. Materials, Systems and Damage*. New York: Routledge, 2019.
- [2] C. Carocci, "Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas," in *Historical Construccions - Possibilities of numerical and experimental techniques*, 2001, pp. 145–166.
- [3] A. Giuffré, *Lettura sulla meccanica delle murature storiche*. Roma: Eizioni Kappa, 1991.
- [4] A. M. D'Altri, V. Sarhosis, G. Milani, J. Rots, S. Cattari, S. Lagomarsino, E. Sacco, A. Tralli, G. Castellazzi, and S. de Miranda, "A review of numerical models for masonry structures," in *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures*,

- B. Ghiassi, Ed. Woodhead Publishing - Elsevier, 2019, pp. 3–53.
- [5] P. Lourenço, “Recent advances in Masonry modelling: micromodelling and homogenisation,” in *Multiscale Modeling in Solid Mechanics: Computational Approaches*, London: Imperial College Press, 2009, pp. 251–294.
- [6] *Displacement method Analyzer. User’s Manual, release 10.2*. Delft (Netherlands): DIANA FEA BV, 2017.
- [7] Itasca, *Three Dimensional Distinct Element Code (3DEC), Version 7.0, Official Documentation*. Minneapolis (USA): Itasca Consulting Group, 2019.
- [8] A. Murano, A. Mehrotra, J. Ortega, H. Rodrigues, and G. Vasconcelos, “Comparison of different numerical modelling approaches for the assessment of the out-of-plane behaviour of two-leaf stone masonry walls,” *Eng. Struct.*, vol. 291, no. May, p. 116466, 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2023.116466.
- [9] H. Maccarini, G. Vasconcelos, H. Rodrigues, J. Ortega, and P. Lourenço, “Out-of-plane behaviour of stone masonry walls: Experimental and numerical analysis,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 179, pp. 430–452, 2017, doi: 10.1016/j.cois.2017.06.009.
- [10] L. Martins, G. Vasconcelos, J. Ortega, P. Lourenço, H. Rodrigues, L. Silva, and C. Palha, “Characterization of dry stone walls to out-of-plane actions,” in *10º Congresso Nacional de Mecânica Experimental*, 2016, p. 13.
- [11] A. Murano, J. Ortega, G. Vasconcelos, and H. Rodrigues, “Influence of traditional earthquake-resistant techniques on the out-of-plane behaviour of stone masonry walls: Experimental and numerical assessment,” *Eng. Struct.*, vol. 201, p. 109815, Dec. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109815.

**PRESERVATION OF STONE MASONRY BUILDINGS: BENCHMARKING OF  
MODELLING APPROACHES FOR SEISMIC ASSESSMENT AND  
INTERNATIONAL CALL TO ACTION**

**MARTIJN SCHILDKAMP**

Lead Researcher  
Smart Shelter Research

**RUI MARQUES**

Research Associate  
University of Minho

**YOSHIKAZU ARAKI**

Full Professor  
Nagoya University

**STEFANO SILVESTRI**

Associate Professor  
University of Bologna

**ABSTRACT**

The current state of the art and knowledge regarding “non-engineered” seismic construction techniques is questioned, in particular for rubble stone masonry. In-depth reviews show that the information in building codes and technical regulations is mostly outdated, contradictory and ambiguous. This raises questions about completeness, as well as the reliability of the knowledge in this field. The current standards for non-engineered seismic techniques are essentially not fit for purpose, so there is a need for renewed insights. This work aims to discuss seismic improvement measures, as well as evaluate modelling approaches for masonry piers in rubble stone buildings. A benchmarking of different modelling approaches, from macro-elements to micro-modelling, is being developed in simulating the shear response of representative walls. Calculations so far show that predictions can be significantly different if concerted hypotheses between approaches are not used but are relatively closer as cross-validation is extended to experimental tests in the literature. The paper ends with an International Call to Action.

**KEYWORDS:** Non-Engineered Seismic Design, Rubble Stone Masonry, Seismic Codes, Design Recommendations, Modelling Benchmarking, International Call to Action.

## 1. INTRODUCTION

Between 2007-2012, the Dutch non-profit organization Smart Shelter Foundation (SSF) built 15 earthquake-resistant schools in Nepal with rubble stone masonry and cement block masonry. The designs were made by Martijn Schildkamp, architect and author of this writing, and the design rules were taken from technical guidelines and practical manuals that can be found online. These were mainly based on general rules of thumb, commonly referred to as “best practice” or “non-engineered construction principles”. Prof. A.S. Arya, pioneer in research into the seismic behaviour of structures using such techniques, defines non-engineered buildings as “those which are spontaneously and informally constructed in various countries in the traditional manner, without any or little intervention by qualified architects and engineers in their design” [1].

While studying the existing documentation and preparing the building designs in Nepal based on the available information, it was the personal experience of Schildkamp that this information was often unclear, contradictory, and incomplete. During the design and construction of the projects, many technical issues and practical problems arose that were not adequately considered in the literature. Various institutions (EERI, IAEE) were approached and in many discussions with as many experts, it became apparent that the existing information was largely based on opinions and assumptions, but not on scientific proof. Based on “general consensus and common sense”, it was decided to execute the buildings in Nepal with horizontal bands at 5 levels, positioned at the plinth, the sill, in-between stitches, the lintel and on top of the building. For reasons of doubt about their effectiveness, and due to limitations of quality workmanship at the building sites, it was further decided not to include any vertical reinforcements such as vertical steel bars in the walls and tie-elements around openings.

All buildings by SSF performed well and survived the 2015 Gorkha Earthquakes in Nepal without any significant damage, although the nearest school was only 40 kilometres from the epicentre. But in general, rubble stone masonry buildings do not behave well in an earthquake, as was painfully demonstrated by the recent disasters in Kashmir (2005), Nepal (2015) and Morocco (2023), which resulted in high casualty rates. Across Nepal, around 980.000 schools and houses were damaged and destroyed, of which 80% were in rural areas, where 95% of all collapsed structures consisted of low-strength rubble stone masonry, most of which were built with mud mortar [2]. The main reasons for the large-scale destruction were the lack of seismic-resistant features and deficiencies in design, details, materials, and craftsmanship. This masonry typology is generally classified as Unreinforced Masonry (URM).

An important point of discussion is whether vertical steel rods must be inserted in the corners, T-sections and next to openings in rubble stone masonry walls. Are these effective at all in such heavy massed walls? Do single steel rods provide enough ductility and energy dissipation to justify their presence? Or does their presence disrupt the bonding in such critical connection details? Another recurring question is how many horizontal bands are needed, as currently a number ranging from 2 to 7 levels is used. However, these basic questions have not been adequately answered to date, and ironically, such appeal was already made by Prof. Arya at the 1977 World Conference on Earthquake Engineering in New Delhi as follows: “A review of the earthquake codes of various countries shows that much of the information is empirically based and not theoretically derived. In that respect the recommendations must be subject to continuous review and change as more data becomes available” [3]. In fact, although today there is much more information about rubble stone masonry and improvements have been made on the subject, this change has not occurred to date.

However, stone masonry using local skills and resources remains the predominant local building structure in many countries in earthquake-prone regions. Especially in the Himalayas, but also in many countries in Central Asia, the Middle East, North Africa and Eastern Europe, this technique is still practiced today. Stone masonry structures

are found in mountainous regions and rural areas all over the world, where it is noted that the basic construction principles are not very different between a simple structure in India, Tajikistan, Morocco or Turkey, compared to Bulgaria, Greece, Italy or Portugal.

Furthermore, the world is currently facing enormous environmental challenges. The two most used materials in the construction industry, concrete (11%) and steel (10%), contribute to more than one-fifth of total annual global CO<sub>2</sub> emissions [4]. The use of natural materials and traditional techniques can play an important role in meeting the United Nations Sustainable Development Goals SDG12 (responsible use of resources) and SDG13 (climate action), for which a combined technical and environmental strategy needs to be developed to reintroduce resilient and healthy “modernized” traditional techniques into the global building stocks.

## **2. STATE OF THE ART**

### **2.1. Seismic codes and design specifications for rubble stone masonry**

The current state of the art and knowledge regarding the design and construction rules with non-engineered building techniques in earthquake-prone regions was examined by Schildkamp [5]. It was made with particular focus on the technique of rubble stone masonry with cement mortar and light wooden diaphragms, for which comprehensive analyses had not been done before, including:

- a global literature review of 47 practical books and field manuals [6];
- a global review of design specifications in 325 national seismic and masonry codes in original languages [7];
- a detailed cost analysis of the seismic features of nominally reinforced schools [8];
- a comparison of base shear seismic demand according to the seismic codes of the remaining 6 countries where rubble stone masonry is currently allowed [9].

The findings of the work and the questioning of the current state of the art for buildings made of rubble stone masonry with cement mortar and nominal reinforcements in seismic areas can be summarized as follows:

- Most of the information comes from just a few main sources from the 1980s that have been altered over the years without any clear explanations or reasons. These main sources have never been properly updated, which means that the knowledge has not evolved or progressed much since the last 35 to 40 years.
- No consistency nor consensus was found for almost all design specifications, construction guidelines, and key topics such as for main dimensions, openings, and reinforcing elements. The differences between the specifications, and also between the countries vary greatly, see for example Figure 1. The available information in technical and practical field manuals, as well as in national seismic and masonry codes contains many contradictions and is ambiguous. The apparent conflict of inserting steel bars and through stones in the same position (Figure 2) has not been rectified since the figure was introduced in the earliest publications in 1980.
- Most manuals and codes are presented as one-size-fits-all publications that do not provide solutions for different seismic hazard levels or different building typologies. No distinction is made between different types of stones (round boulders, random rubble) or between types of mortar (mud, lime, cement). Although stone masonry school buildings are prohibited in most countries, including Nepal and India, many publications nevertheless include design specifications for schools.
- Currently, the technique of “nominally reinforced rubble stone masonry buildings with cement mortar and wooden diaphragms in seismic areas”, is only allowed in 6 countries in the world: Nepal, India, China, Tajikistan, Iran and Croatia. Several countries where rubble stone masonry is still abundantly practiced, completely rule out the technique in their regulations, while some countries have no codes in place at all.

This does not meet the current needs in these countries, such as Afghanistan, Pakistan, Bhutan, Azerbaijan, Kyrgyzstan, Morocco, Tunisia, Turkey, Yemen and Albania.

- On a positive note, the inclusion of horizontal bands in traditional construction types is not very expensive, at around 1.5% per band of the total construction budget. If the budget is limited, finishings for the building such as plastering and painting are much more expensive and could be postponed in favour of adding these important reinforcements.

- The case study buildings, with heavy stiff walls and light flexible diaphragms, behave differently than most common structures. The main difference is that all the lateral-force-generating mass is in the heavy walls, with a ratio of nearly 97.5% versus 2.5% for the diaphragms. The conventional method of lumping seismic weights at floor levels tends to overestimate the base shear demand for these “distributed mass” systems, since the mass in higher positions induces higher shear and overturning forces.

- It is concluded that current seismic building codes, which are generally developed for concrete and steel frame buildings, are not intended and therefore are not suitable for heavy massed (stone) masonry buildings. Furthermore, in building codes for masonry structures, rubble stone masonry is treated primarily as a typology in existing buildings, and no specific rules for the design of new buildings of this type are provided.

Overall, it was concluded that seismic design of vernacular buildings is not based on peer-reviewed scientific research and validated engineering knowledge. It mostly relies on rules of thumb and best practice. Standards and guidelines for such structures are often outdated, contradictory and incomplete, and in the main are not fit for purpose.

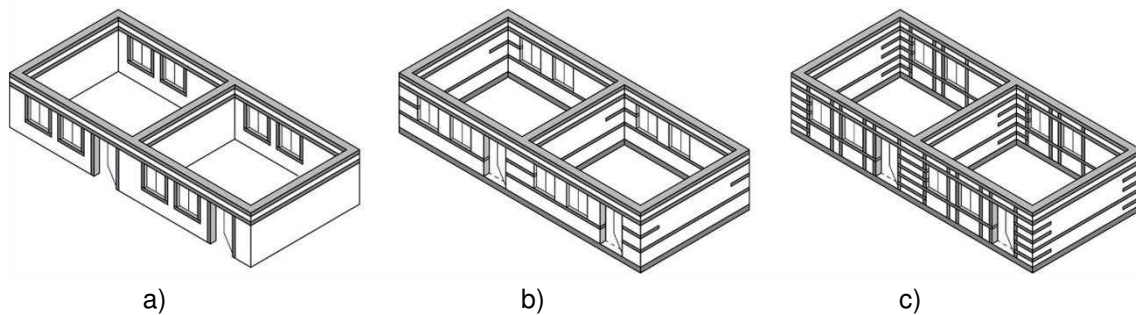


Fig. 1 - Reinforcing of walls according to a) Indian code IS 13828-2008 [10], b) Nepali code NBC202-2015 [11] and c) post-disaster reconstruction practice in Nepal (courtesy of SSF).

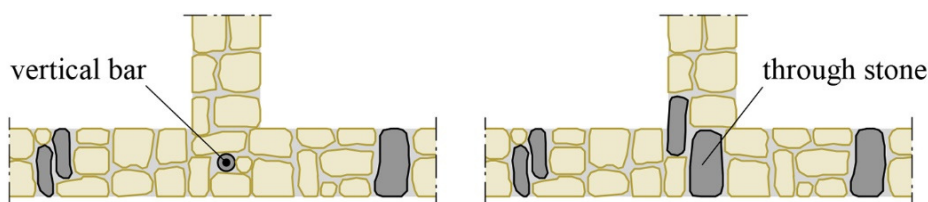


Fig. 2 - Conflicting rubble stone masonry details of a) T-section with vertical steel bar and b) T-section with through-stones (courtesy of SSF).

## 2.2. Recommendations for improvement

With the aim of progressing and addressing the many shortcomings mentioned above, the following important suggestions, solutions and recommendations are proposed:

- Clear terminology: The literature reviews have shown that the permitted use of rubble stone masonry, as well as the specifications for stone units and mortars, are seldom clearly described in the codes. This can be improved by adding extra clauses that explicitly state whether or not the technique is allowed. Terminology needs to be clarified in terms of building typology, structural type, materialization, and detailing to avoid any discussion of what type of structure is being analysed and designed.
- Stand-alone documents: Every “non-engineered” building technique should have a dedicated guide. Adobe structures behave differently from wooden buildings, while block and brick masonry is different from stone masonry. A clear distinction is needed between different types of stone units (river boulders, cut or rubble stone, see Figure 3) and between cement mortar, lime, or mud, as each one leads to different strengths and stabilities. Stand-alone national codes should target engineers and experts and must be mandatory. Field manuals must be accessible and understandable to all.



Fig. 3 - Different stone masonries: a) round river boulders with mud mortar; b) random rubble stone masonry with mud mortar; c) random rubble stone masonry brought to courses with cement mortar; d) ashlar stone masonry with lime-sand mortar (courtesy of SSF).

- Currently, three main categories of masonry are generally recognized (Figure 4), namely unreinforced masonry (URM), reinforced masonry (RM) and confined masonry (CM). The specific typology with horizontal reinforcing bands behaves structurally and fundamentally different from these three categories. However, this typology is currently classified as “URM with reinforcements”. This terminology is confusing as well as stigmatizing, since “pure” URM is not allowed in any of the seismic codes in the world. Therefore, this paper calls for the introduction of an additional fourth category of masonry and proposes the international adoption of the term “Nominally Reinforced Masonry” (NRM) for loadbearing walls that are nominally strengthened (e.g., with horizontal bands), in addition to the existing types of URM, CM and RM.



Fig. 4 - Three existing masonry categories: Unreinforced (URM), Reinforced (RM), Confined (CM), and a newly proposed 4<sup>th</sup> category of Nominally Reinforced Masonry (NRM).

- To gain realistic and applicable knowledge about the seismic behaviour of non-engineered techniques, representative case study buildings must be developed. These must be fully assessed, validated, optimized, and complemented by means of innovative strategies and up-to-date methodologies.



- Key to this undertaking is the determination of reliable material properties that reflect (generally substandard) local design and construction practices and (often inferior) quality of workmanship.

### 3. MODELLING OF TWO CASE STUDY BUILDINGS

#### 3.1. Project SMARTnet

In order to advance the applied research in the field, an initiative is launched called **SMARTnet**, which stands for **S**eismic **M**ethodologies for **A**ppplied **R**esearch and **T**esting of **n**on-engineered techniques. The strategy envisages global collaboration and a multidisciplinary approach to comprehensively assess, validate, optimise, and complement the existing knowledge on vernacular and non-engineered techniques.

Currently, a team of 15 masonry experts and professors from India, China, North Macedonia, Switzerland, Italy, Portugal and the UK is working on a comprehensive assessment of two case study buildings in nominally reinforced rubble stone masonry with cement mortar, as built in Nepal. The work includes a comparison of in-plane strength verifications for the main international seismic and masonry codes, as well as an out-of-plane safety assessment (assumed not to be critical due to the tie-effect of the bands), definition of suitable values for material properties (currently non-existent), a benchmark exercise to calibrate the various modelling software packages, followed by full in-plane and out-of-plane numerical assessments of the case study buildings.

Three main hypotheses are examined:

- Rubble stone masonry walls are strong enough to withstand heavy earthquakes due to the good bonding of the cement mortar to the stones combined with the tie-action of horizontal reinforced concrete bands.
- The horizontal bands provide sufficient box action and structural integrity for the entire building by avoiding out-of-plane mechanisms and partially compensating for the lack of a rigid diaphragm (such as a concrete slab).
- Horizontal bands eliminate the need to install vertical reinforcements such as steel bars, concrete tie-columns and masonry buttresses.

#### 3.2. Case study buildings

In order to investigate the hypotheses, two case study buildings have been developed of a typical two-storey house and a one-storey school as commonly built in Nepal, but which are also representative of small structures in many parts of the world. The school design is based on the actually built schools by SSF. Both structures are built on a raised plinth of 450 mm height, the two-story house with veranda has 450 mm thick walls with small room sizes, and the one-story school with 3 classrooms has walls of 350 mm thickness and maximum cross-spacing of 6 m (Figure 5). The walls are strengthened with reinforced concrete bands at 5 levels, of which 3 are continuous, i.e., the foundation, lintel and top band, 1 is semi-continuous, i.e., the sill band, and the stitches at corners and T-sections. The buildings have light wooden diaphragms, and no vertical reinforcements such as bars or tie-columns are included in the walls or around openings. Buttresses were built in Nepal by SSF but are omitted from the case study buildings. Although accurate data is not available due to lack of seismological monitoring stations in Nepal, it is estimated that the SSF buildings around the epicentre were subjected to high peak ground accelerations (PGA) of 0.35g and above [12].

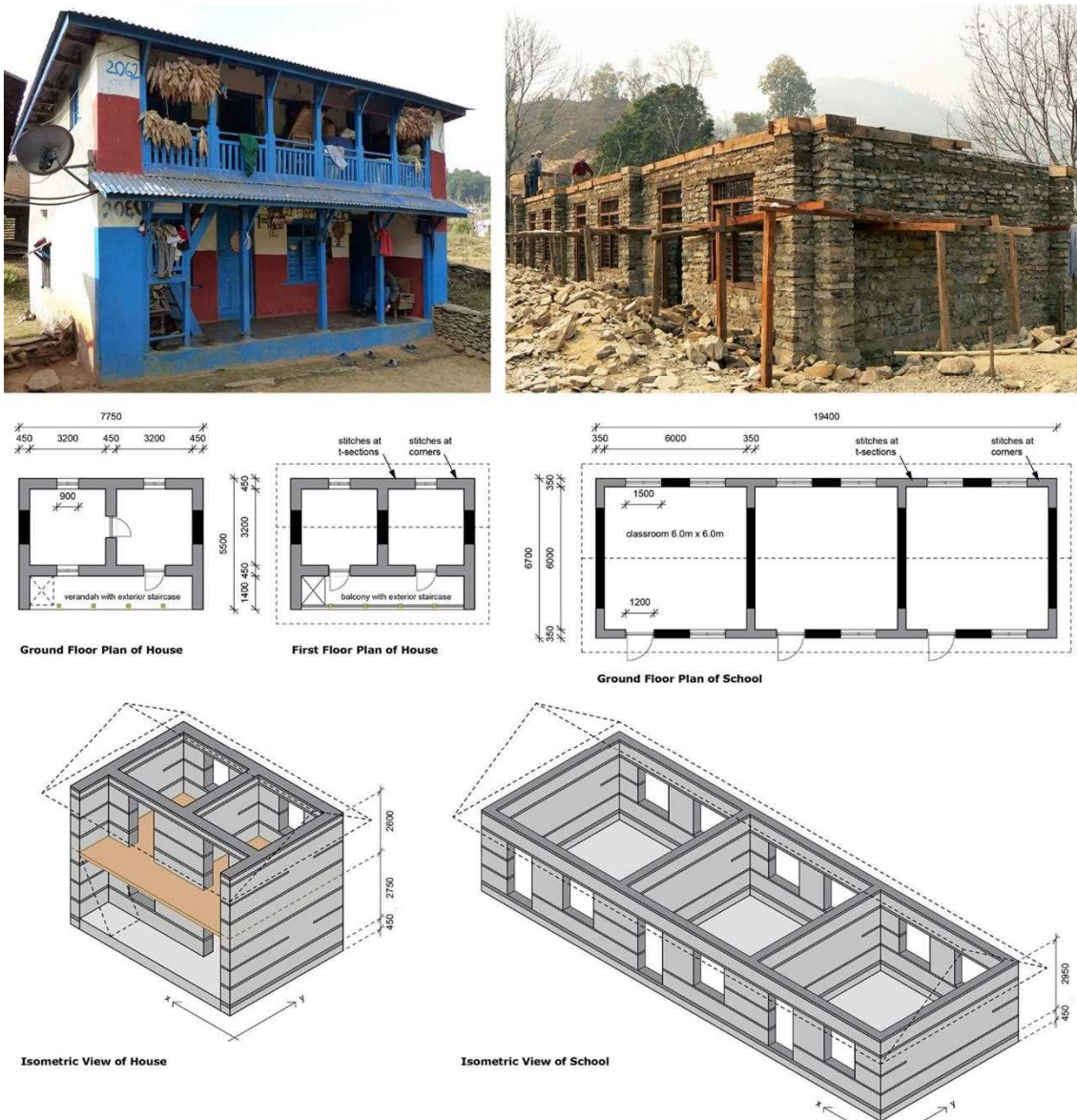


Fig. 5 - Photos and drawings of the two case study buildings (courtesy of SSF).

### 3.3. Material and mechanical properties

The school buildings as constructed in Nepal are built with locally mixed cement-sand mortar in the ratio 1:6, which is characterized as low-strength mortar, as recommended by the Nepalese code for loadbearing masonry [11]. Visiting the building sites in Nepal, it was observed that all schools were built with sandstones. To simulate the behaviour of rubble stone buildings through numerical analysis, it is essential to determine the masonry mechanical properties. Significant information about stone masonry properties is found in the database created by Murano *et al.* [13], although it mainly focuses on historic structures, which are mainly built with lime-based mortars, and occasionally with mud mortar. However, the mechanical properties of stone masonry with cement-based mortar are sparse in the literature as only three additional papers with tested properties were found, of which two were carried out on granite and one on tuff stone. There is no known test data for the specific typology of sandstone with cement mortar. Therefore, SMARTnet is currently preparing test campaigns at IIT Patna in India and UNIBO in Italy. Rubble stones will be collected from various regions in the Himalayas and tested for their compression, tension, and absorption characteristics. Three types

of mortar types will be tested for their compressive and tensile strength parameters, focusing on the properties of so-called low-strength mortar with a 1:6 ratio of cement to sand, to be compared with higher strength mortar of ratio 1:4 and mud mortar. Rubble stone masonry tests include the determination of compressive, tensile and shear strength parameters, as well as the interaction between the masonry and the horizontal concrete bands, such as the parameters for cohesion and friction.

In the absence of actual test results, the mechanical properties for roughly cut stone masonry have been adopted from the Italian Circolare [14], for use in initial benchmark exercises and calibrations of the various modelling approaches. These values can be used for macro modelling of the masonry and include the compressive strength ( $f_m$ ), diagonal shear strength ( $\tau_0$ ) and the elastic modulus ( $E$ ). This data is referred to as low-strength masonry, for instance with lime-based mortars, and therefore a strength multiplier of 1.4 is applied conservatively for use of cement-based mortar. More realistic values of the strength parameters of stone masonry with cement mortar are envisioned based on the planned tests. As sliding shear is not expected to occur in rubble stone masonry due to uneven shapes and irregular faces of the stones, such a value is not given in the Italian code. For micro modelling, extra parameters for stones and mortar, as well as concrete and rebar are taken from the Indian code for design loads [15].

### 3.4. Benchmark exercise

For the numerical assessments of the case study buildings, various macro and micro modelling approaches in different software packages are used. These include finite element-based macro models in Abaqus<sup>®</sup>, DIANA FEA<sup>®</sup> and LS-DYNA<sup>®</sup>, a micro model in OpenSees with STKO<sup>®</sup>, and a discrete macro model in 3DMacro<sup>®</sup>. Hand calculations are also carried out in spreadsheets, based on the formulations of the Italian code [14], therefore following the concept of macro-element modelling. In order to calibrate the different models, an initial exercise with shear-compression loading simulation was performed on 36 representative piers, with different aspects (slender, square, squat), with or without concrete band in the middle, 3 different axial stress ( $\sigma$ ) levels, and 2 boundary conditions (cantilever and fixed-fixed). For each modelling, a sensitivity analysis was performed to evaluate the influence of each material parameter on the base shear coefficient (BSC)–drift response. The reference values of the material properties assumed for the masonry piers are listed in Table 1.

Table 1 - Material properties assumed for the benchmark masonry piers, adopted from [14].

Compressive strength, $f_m$	Diagon. shear strength, $\tau_0$	Tensile * strength, $f_t$	Elastic modulus, $E$	Shear modulus, $G$	Poisson's ratio, $\nu$
2.80 MPa	0.049 MPa	0.05 MPa	1428 MPa	476 MPa	0.45

\* Note that depending on the modelling approach, either a tensile strength related to diagonal shear or bending is considered. The value above is for flexure.

As an example, the results of the sensitivity analysis using the model in 3DMacro<sup>®</sup>, for the square pier with fixed-fixed condition ( $\sigma = 0.1$  MPa), are shown in Figure 6. It includes a comparison of the BSC–drift response when the value of a material property is varied, i.e., multiplied by a factor and other properties are kept constant, and a parameter influence tornado diagram. It can be observed, on the one hand, how the response varies widely and, on the other hand, that  $\tau_0$  is the most influencing parameter, therefore denoting that the response is mainly governed by diagonal shear. The evolution of the damage pattern corresponding to the maximum resistance of the pier, when varying  $\tau_0$  from 0.33 times to 3 times the reference value, is shown in Figure 7. The resistance mechanism changes progressively, in general with a reduction in diagonal cracking and an increase in the extension of orthogonally cracked sections, mainly at the fixed ends of the pier, changing from diagonal shear to bending failure.

Regarding the comparison of modelling approaches, the results show a large scatter between the various models, especially for piers with concrete band, and for the panels with fixed-fixed boundary condition (Figure 7). The main issue is that all partners are calibrating the models against each other, without having statistically representative mechanical properties through experimental analysis. This issue must first be resolved with further calibration based on existing experimental data and modelling outputs. This exercise is currently underway for which three papers have been identified with test data on stone masonry panels with lime-based mortars [16], [17], [18]. The modelling of the concrete band and its interface with the stone masonry is another issue to consider. Following this exercise, the two case study buildings will be entirely simulated with the cross-calibrated parameters, and these models will be further updated when actual data becomes available from the Indian and Italian test campaigns.

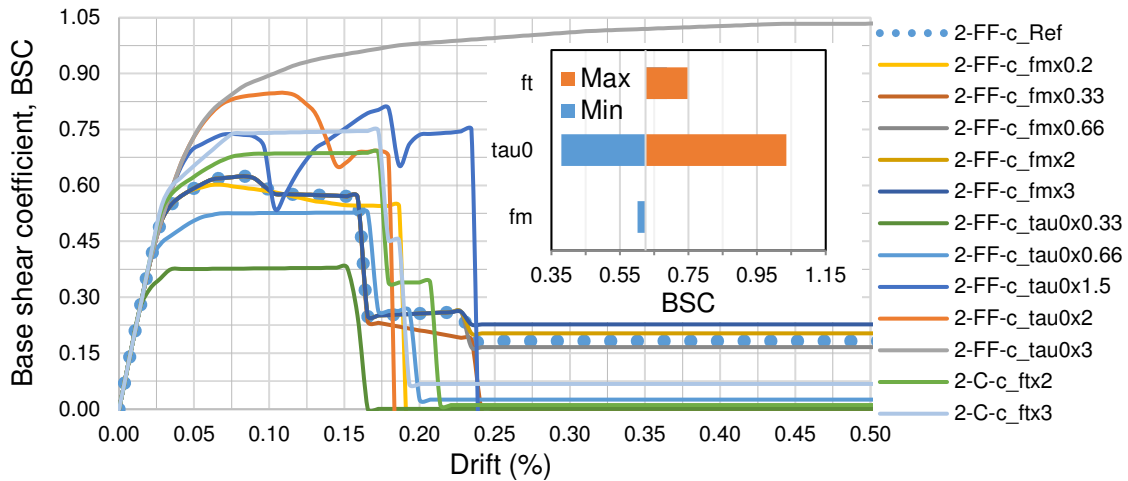


Fig. 6 - Responses of square pier with fixed condition ( $\sigma = 0.1$  MPa) and parameter influence.

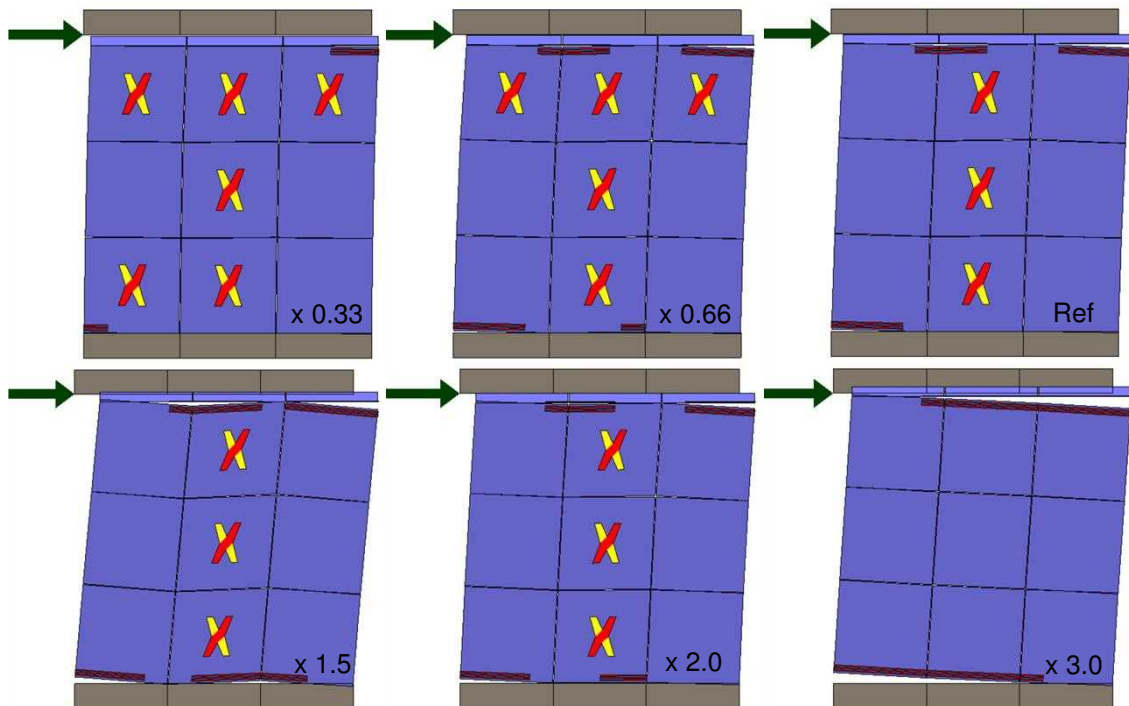


Fig. 7 - Damage pattern corresponding to the maximum resistance of the pier, when varying  $\tau_0$  from 0.33 times to 3 times the reference value.

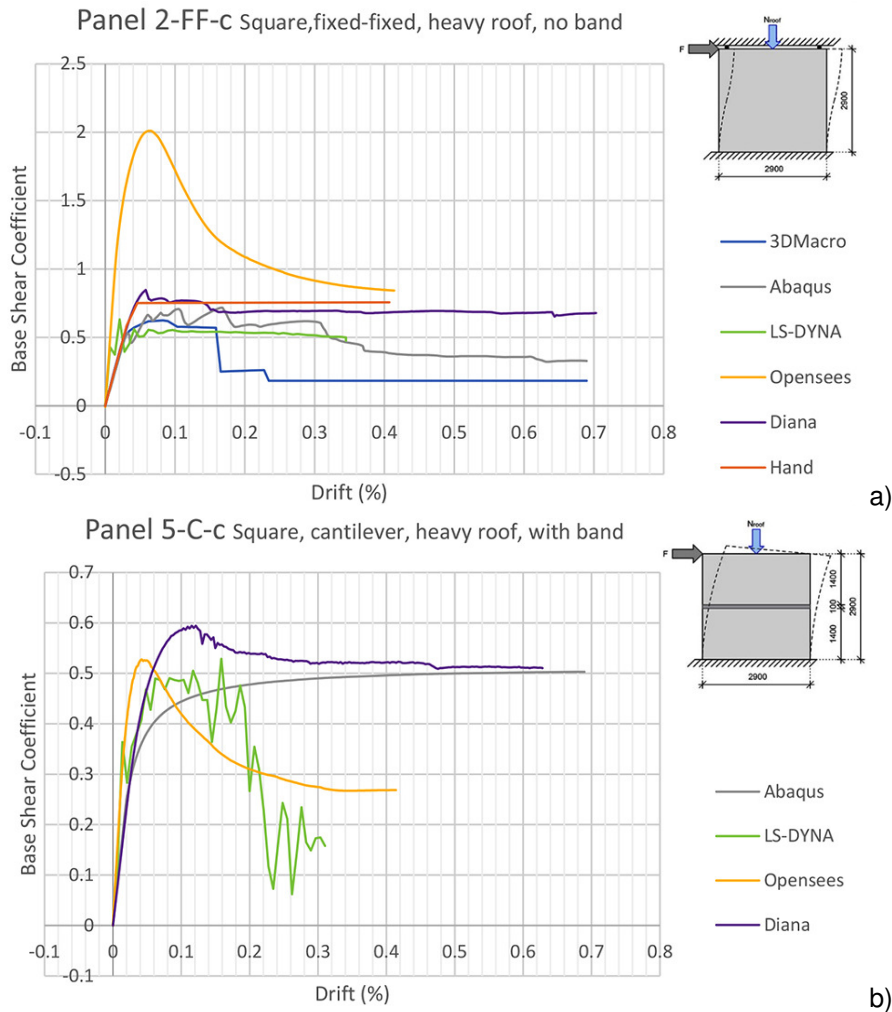


Fig. 8 - Scattered responses for a) fixed-fixed square panel without band and b) cantilever square panel with concrete band in the middle.

#### 4. INTERNATIONAL CALL TO ACTION

In addition to the material-related objective described above (determination of realistic material properties) and the technical objective (validation of the seismic resilience of rubble stone masonry buildings), a third important goal is the development of a global outreach and dissemination strategy. It promotes the general philosophy and research principles as well as various environmental objectives of the SMARTnet project. The dissemination strategy will focus on a broad cross-section of users including students, architecture and engineering professionals, community development organizations, policy makers, construction workers, and community members. This strategy includes the launch of an International Call to Action, which invites experts, professionals, academics and final-year students from all relevant fields to share their knowledge and support the SMARTnet initiatives with their time and expertise.

Furthermore, an appeal will be issued for international recognition of the proposed 4<sup>th</sup> masonry category, Nominally Reinforced Masonry (NRM). It is estimated that over 200 million people live in stone houses in the Himalayan region alone, and several hundred million more in Afghanistan, Bhutan, China, Central Asia, the Middle East and North Africa [5]. In Europe, stone houses are still popularly inhabited or renovated for tourist purposes in many countries, including Albania, Bulgaria, Croatia, Greece, Italy, Spain,

and Portugal [6]. An important step towards breaking the negative cycle of biased opinion about the adoption and evolution of non-engineered traditional techniques is to separate these techniques from the URM category. International recognition of a 4<sup>th</sup> distinct masonry category (NRM) is an essential step in gaining confidence and acceptance of the seismic reliability and structural resilience of traditional vernacular techniques using natural materials.

Furthermore, the use of natural materials and traditional techniques can play an important role in meeting the UN Sustainable Development Goals SDG12 (responsible use of resources) and SDG13 (climate action). Therefore, the technical objectives will be combined with an environmental strategy aimed at educating and informing architects, engineers, aid industries, the public and policy makers about the environmental benefits, sustainability and beauty of vernacular architecture in general and of rubble stone masonry buildings in particular. This is illustrated in Figure 9, which shows high-quality contemporary designs in the European context. Different countries, same challenges, but presented in an attractive and compelling way.

It should be emphasized that the proposed impact is not limited to the developing context, but applies to the entire society. The combined structural and environmental aspects make no difference between a house in Nepal, Turkey or Portugal. Climate challenges affect us all and therefore the approaches aim to contribute to the reintegration of these structures into traditional and modern building practices in all parts of the world. In a joint global effort, there is a need to define strategies on how the different contexts can strengthen each other.



Fig. 9 - From left to right: Renovated Houses in Portugal; Renovated House in Bulgaria; New Resort in Greece; New Karst House in Slovenia (Credits: COVO Interiores, Арх. Пенка Станчева, Katerina Tsigarida Architects, and Dekleva Gregorič Arhitekti)

## 5. CONCLUSION

In-depth reviews show that current standards for non-engineered seismic construction techniques are essentially not fit for purpose, so there is a need for new perspectives. Project SMARTnet is developing material, technical, environmental and dissemination strategies to comprehensively evaluate, adapt, validate, optimise, and complement the existing knowledge of vernacular and non-engineered construction techniques. A benchmark exercise to calibrate various modelling approaches is currently underway, the results of which show that estimates can have large scatter, even at the masonry panel scale, but early assessments have provided valuable insights. The global strategy includes an international Call to Action and an appeal for international recognition of a 4<sup>th</sup> masonry category, Nominally Reinforced Masonry (NRM). SMARTnet invites academics and professionals from all relevant areas to share their knowledge and support the initiative. All this, with the aim of mitigating life and financial losses in earthquake-prone countries, by reducing the risk of damage and collapse of traditional non-engineered buildings, as well as having more sustainable construction.

## 6. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank the following persons for their invaluable contribution to SMARTnet: Prof. Vaibhav Singhal and M.Eng. Sonali Upadhyaya (IIT Patna, India), Prof. Flavia de Luca, Dr. Raffaele de Risi, Dr. Ted Cross and M.Eng. Luke Syrett (University of Bristol, UK), Prof. Sergey Churilov (Ss. Cyril and Methodius University, North Macedonia), Dr. Safak Arslantürkoglu (ETH Zürich, Switzerland), Struct. Engrs. Cong-Ming Zhong and Yong-Bin Liu (Arup International, China) and Prof. Guido Magenes (IUSS Pavia, Italy).

## 7. REFERENCES

- [1] Arya, A.S. (2000) Non-engineering construction in developing countries – An approach toward earthquake risk reduction. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- [2] Arya, A.S. (1977) Codes. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India.
- [3] Government of Nepal (2015) Post Disaster Needs Assessment (PDNA), Volume B Sector Reports. National Planning Commission, Kathmandu.
- [4] IEA (2019) Global Status Report - Towards a Zero Emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector. International Energy Agency, Paris.
- [5] Schildkamp, M. (2021) Rubble stone masonry buildings with cement mortar: A comparative review of seismic design specifications, cost implications and base shear seismic demand on a worldwide scale. *PhD thesis*, Nagoya University.
- [6] Schildkamp, M., Araki, Y. (2019) School buildings in rubble stone masonry with cement mortar in seismic areas: Literature review of seismic codes, technical norms and practical manuals. *Front. Built Environ.* **5**, 13.
- [7] Schildkamp, M., Araki, Y. and Silvestri, S. (2020) Rubble stone masonry buildings with cement mortar: Design specifications in seismic and masonry codes worldwide. *Front. Built Environ.* **6**, 590520.
- [8] Schildkamp, M., Araki, Y. (2019) Cost analysis of mountain schools in Nepal: Comparison of earthquake resistant features in rubble stone masonry vs. concrete block masonry. *Front. Built Environ.* **5**, 55.
- [9] Schildkamp, M., Araki, Y. and Silvestri, S. (2021) Rubble stone masonry buildings with cement mortar: Base shear seismic demand comparison for selected countries worldwide. *Front. Built Environ.* **7**, 647815.
- [10] IS 13828:1993 (2008). Improving earthquake resistance of low strength masonry buildings – Guidelines, Third Reprint. Bureau of Indian Standards, New Delhi.
- [11] NBC 202-2015 (2015) Nepal National Building Code Guidelines on load bearing masonry. *Departm. of Urban Development and Building Construction*, Kathmandu.
- [12] Aydan, Ö. and Ulusay, R. (2015) A quick report in the 2015 Gorkha (Nepal) Earthquake and its geo-engineering aspects. IAEG Newsletter.
- [13] Murano, A., Ortega, J., Rodrigues, H. and Vasconcelos, G. (2020) Database\_ Experimental Results\_MQI, Mendeley Data, V1. doi:10.17632/mprijsnr6mp.1
- [14] Italian Circolare (2019) Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". *Gazzetta Ufficiale n.35 del 11/02/2019*, Roma.
- [15] IS 875 (Part 1):1987 (2018) Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 1: Dead Loads – Unit Weights of Building Materials and Stored Materials. Bureau of Indian Standards, New Delhi.
- [16] Senaldi, I., Guerrini, G., Scherini, S., et al. (2018) Natural stone masonry characterization for the shaking-table test of a scaled building specimen. *Proceedings of the 10th International Masonry Conference*, Milan, Italy.
- [17] Magenes, G., Penna, A., Galasco, A., Rota, M. (2010) Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties. *Proceedings of the 8th International Masonry Conference*, Dresden, Germany.
- [18] Ponte, M., Penna, A., Bento, R. (2023) In-plane cyclic tests of strengthened rubble stone masonry. *Materials and Structures* **56**, 41.

**RESPOSTA SÍSMICA NÃO-LINEAR DE UMA BARRAGEM ABÓBADA COM  
300M DE ALTURA. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL  
(SBP E SMP) PARA DIFERENTES COTAS DE ÁGUA**

**SÉRGIO OLIVEIRA**  
Investigador Auxiliar.  
LNEC

**ANDRÉ ALEGRE**  
Bolsheiro de Pós-Doutoramento.  
IPLisboa

**RAFAEL RAMOS**  
Bolsheiro de Investigação.  
CERIS – IST

**JORGE PROENÇA**  
Professor Associado.  
CERIS – IST

**PAULO MENDES**  
Professor Coordenador.  
ISEL - IPLisboa

## SUMÁRIO

Neste artigo apresenta-se um estudo sobre o comportamento sísmico de uma grande barragem abóbada de dupla curvatura com 300 m de altura. A segurança sísmica é avaliada para o sismo base projeto (SBP) e o sismo máximo de projeto (SMP) usando uma técnica baseada no método de *Endurance Time Analysis*, considerando a aplicação de um acelerograma sísmico de intensidade linearmente crescente (até cerca de 2.6g em 13 s). Analisam-se cenários com diferentes cotas de água na albufeira. Os cálculos numéricos são efetuados utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA*, desenvolvido pelos autores para análise dinâmica linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira. Considera-se um modelo constitutivo de junta baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb para simular os movimentos de abertura/fecho e deslizamento entre blocos e um modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento e duas variáveis de dano independentes para simular danos à tração e à compressão.

## ABSTRACT

This paper presents a study on the seismic behaviour of a large 300 m-high double curvature arch dam. The seismic safety is evaluated for the Operating Basis Earthquake (OBE) and the Maximum Design Earthquake (MDE) based on an Endurance Time Analysis method, considering the application of a seismic accelerogram of linearly increasing intensity (up to about 2.6g in 13 s). Scenarios with different reservoir water levels are analysed. The numerical computations are carried out using the finite element program *DamDySSA*, developed by the authors for linear and non-linear dynamic analysis of dam-reservoir-foundation systems. A constitutive joint model based on the Mohr-Coulomb failure criterion is adopted to simulate the opening/closing and sliding movements between blocks and an isotropic constitutive damage model with softening and two independent damage variables to simulate tensile and compressive damage.

**PALAVRAS-CHAVE:** Barragem Abóbada; Resposta sísmica não-linear; Modelo de dano; Movimentos de junta; Verificação da segurança sísmica.



## 1. INTRODUÇÃO

A análise da segurança estrutural de barragens abóbada em condições normais de funcionamento e durante/após eventos excepcionais, como sismos, é indispensável devido ao elevado risco potencial inerente a este tipo de obras. Esta questão é particularmente importante dado que existem muitas barragens em exploração ou em fase de construção (algumas das quais com mais de 250 m de altura) em zonas de elevada sismicidade [1]. Em particular, sismos de grande intensidade podem causar movimentos de elevada amplitude no corpo das barragens, causando aberturas de juntas inaceitáveis e/ou danos significativos no betão, o que pode exigir a interrupção das normais condições de serviço ou mesmo comprometer a integridade estrutural destas obras [2]. Nesse sentido, devem ser realizados estudos de previsão do comportamento sísmico recorrendo a metodologias de análise adequadas e a modelos computacionais avançados que permitam simular comportamento estrutural não-linear [3], não só na fase de projeto de novas barragens, para previsão do seu desempenho sísmico [4], mas também para reavaliação da segurança das barragens mais antigas, em exploração há várias décadas, por exemplo tendo em vista a consideração de possíveis medidas de reforço sísmico [5].

A modelação numérica da resposta sísmica de barragens abóbada de betão continua a ser um dos tópicos mais relevantes e desafiantes da engenharia de barragens, nomeadamente tendo em conta a geometria especial deste tipo de obras, que são estruturas curvas e usualmente bastante esbeltas, com espessura reduzida no topo, e com juntas verticais entre blocos adjacentes. Além disso, um fator importante a ter em consideração é o fato de a cota de água na albufeira variar ao longo da vida útil da obra; como se sabe, as variações do nível da albufeira alteram as frequências próprias da barragem [6], e em estudos anteriores verificou-se que a variação da cota de água pode ter um efeito significativo na resposta estrutural da barragem quando sujeita a uma determinada ação sísmica, com um dado conteúdo em frequência, originado diferentes campos de deformações e de tensões [7]. Relativamente aos efeitos estruturais que podem ocorrer sob ações sísmicas, no caso de sismos de pequena intensidade, são esperadas vibrações de amplitude reduzida e, portanto, as simulações numéricas podem ser realizadas com base em modelos lineares, assumindo um comportamento linear-elástico do betão e que as juntas no corpo da barragem permanecem fechadas. No entanto, sob sismos de grande intensidade, as forças atuantes na barragem podem causar movimentos de abertura/fecho das juntas [8,9] e, simultaneamente, tensões elevadas no betão que originem fissuração por tração e/ou esmagamento por compressão [10,11]. Neste caso devem ser utilizados modelos constitutivos adequados para simular tanto os efeitos estruturais devidos aos movimentos das juntas como os danos no betão sob tração e compressão [12,13].

Neste contexto, o presente trabalho centra-se no estudo do desempenho sísmico de uma grande barragem abóbada, utilizando modelos avançados de elementos finitos para simulação da resposta sísmica não-linear. As simulações numéricas são realizadas utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA* (secção 2), e apresentam-se resultados para um modelo computacional de uma barragem abóbada de dupla curvatura 300 m de altura (secção 3). Nomeadamente, utiliza-se um método baseado na técnica de *Endurance Time Analysis* (ETA) [14] para efetuar um estudo de avaliação da segurança sísmica da barragem (capítulo 4), considerando a evolução dos danos por tração e compressão sob excitação sísmica de intensidade crescente (com acelerações que aumentam até 2,6 g em 13 s), para três cotas de água diferentes.

## 2. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS: DAMDYSSA5.0

O *DamDySSA* é um programa de elementos finitos 3D (hexaedros de 20 nós), desenvolvido pelos autores do presente trabalho, para análise dinâmica de sistemas

barragem-fundação-albufera [15]. A mais recente versão do programa permite simular a albufera com base em dois tipos abordagem: (i) utilizando elementos finitos de pressão para discretização da albufera, permitindo assim considerar os efeitos da interação dinâmica barragem-albufera e a propagação das ondas de pressão na água [16], ou (b) utilizando um modelo clássico de massas de água associadas, considerando a solução proposta por Westergaard [17] e um fator de correção da massa de água adicionada ao paramento da barragem. Além disso, adota-se um modelo de fundação sem massa que permite calcular a fundação como uma subestrutura elástica, considerando uma matriz de rigidez condensada e uma componente de amortecimento proporcional aplicados nos nós da interface barragem-rocha. Com este modelo, a ação sísmica é aplicada diretamente na base da barragem, assumindo um movimento uniforme do solo.

O *DamDySSA* (Fig. 1) é um programa completo que permite ao utilizador efetuar cálculos estáticos e dinâmicos, incluindo análise modal e análise sísmica linear ou não-linear [17]. No caso do cálculo sísmico, é aplicada uma técnica de integração no tempo, baseada no método clássico de Newmark, que permite resolver a equação dinâmica do sistema barragem-fundação-albufera e, assim, calcular a resposta estrutural (deslocamentos e tensões). Para simulação do comportamento estrutural não-linear, o mesmo algoritmo de integração no tempo é combinado com um método iterativo de redistribuição de tensões [17], considerando (a) um modelo constitutivo de junta, baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb e utilizando leis de tensão-deslocamento normal e de corte, de modo a simular os efeitos devidos aos movimentos de abertura/fecho/deslizamento das juntas, e (b) um modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento e duas variáveis de dano independentes, permitindo simular o comportamento do betão até à rotura sob tensões de tração e de compressão [18].

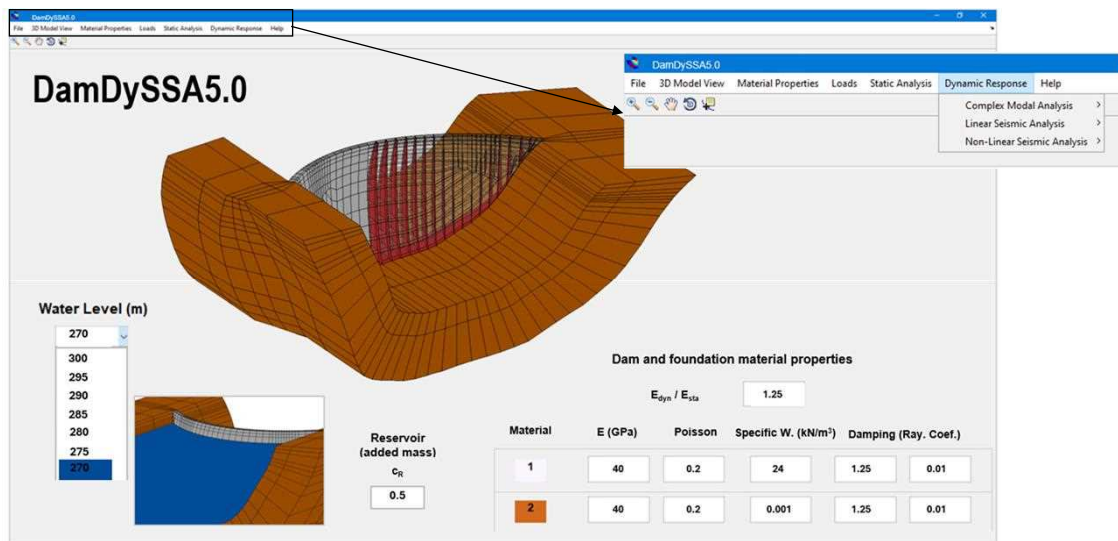


Fig. 1 - *DamDySSA5.0*: programa de elementos finitos para cálculo dinâmico linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufera.

### 3. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo deste trabalho é uma barragem abóbada de dupla curvatura, não simétrica, com uma altura máxima de 300 m e um coroamento com um desenvolvimento em arco de cerca de 700 m. A malha de elementos finitos do sistema barragem-fundação-albufera e as principais propriedades dos materiais são apresentadas na Fig. 2. A malha inclui 1047 elementos no corpo da barragem, sendo constituída por consolas verticais com 3 elementos em espessura, e 602 elementos no bloco de fundação, que representa o maciço rochoso em torno da estrutura. Com vista a simular o comportamento sísmico não-linear, foram ainda introduzidos um total de 813

elementos de interface de modo a incorporar as juntas de contração verticais no corpo da barragem.

No que diz respeito às propriedades dos materiais, assume-se que o betão da barragem e a rocha de fundação são materiais isotrópicos com módulo de Young  $E = 25 \text{ GPa}$  e coeficiente de Poisson  $\nu = 0.2$ . O peso específico do betão é  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ , enquanto o efeito de massa do maciço de fundação é desprezado nas análises dinâmicas uma vez que este é simulado com base num modelo de fundação sem massa no *DamDySSA*. Neste estudo, para os cálculos lineares e não-lineares, considerou-se amortecimento de Rayleigh de 1% na barragem e de 5% na fundação, para a banda de frequências em torno da 1ª frequência natural. Além disso, adotou-se um modelo de massas de água associadas para simular a albufeira, considerando um fator de redução das massas de água  $c_R = 0.5$ , tal como recomendado para análise dinâmica de barragens abóbada [14]. Para simulação do comportamento estrutural não-linear, utiliza-se uma lei de dano constitutiva do betão com duas variáveis de dano independentes ( $d^+$  e  $d^-$ , para dano à tração e à compressão), assumindo, para todos os elementos da barragem, resistência à tração  $f_t = 3 \text{ MPa}$  e resistência à compressão  $f_c = -30 \text{ MPa}$ . Quanto ao modelo constitutivo de junta, as propriedades são rigidez normal  $K_N = 5 \times 10^7 \text{ kN/m}$ , rigidez de corte  $K_T = 0.5 \times K_N = 2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}$ , ângulo de atrito  $\phi = 30^\circ$ , e coesão nula  $c = 0$ .

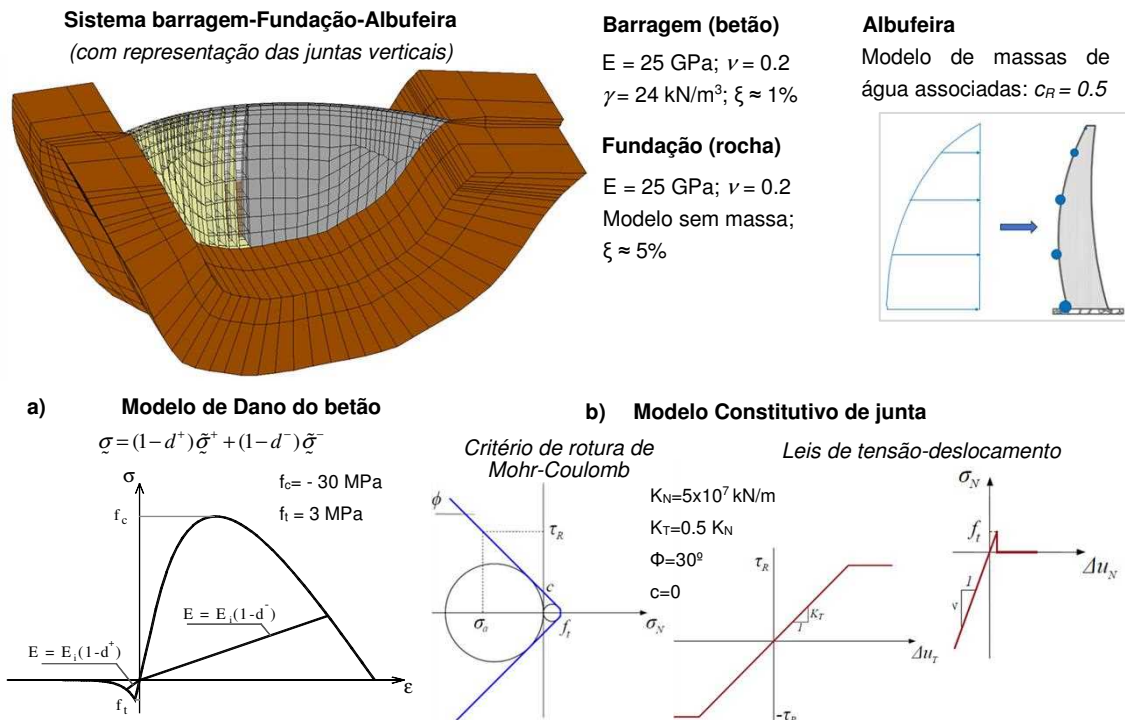


Fig. 2 – Malha de elementos finitos e propriedades dos materiais do sistema barragem-fundação-albufeira. Modelos não-lineares: (a) modelo constitutivo de dano para o betão e (b) modelo constitutivo para juntas verticais.

#### 4. RESPOSTA SÍSMICA NÃO-LINEAR E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA COM BASE NO MÉTODO ETA

Nesta secção apresentam-se os principais resultados obtidos no estudo realizado para verificação da segurança sísmica da barragem abóbada com 300 m de altura. Neste estudo foram avaliados três cenários considerando diferentes níveis de água na albufeira, nomeadamente (a) albufeira cheia, com cota de água igual a 300 m, (b) albufeira 30 m abaixo do coroamento, para um nível da água de 270 m, e (c) albufeira com o nível a 60 m do coroamento, que corresponde a uma cota de água de 240 m.

As análises sísmicas foram efetuadas para uma combinação de ações (Fig. 3) envolvendo (a) o peso próprio da barragem (PP), (b) a pressão hidrostática (PH) da albufeira para as três cotas de água (PH<sub>300</sub>, PH<sub>270</sub> e PH<sub>240</sub>), e (c) e a ação sísmica S<sub>ETA</sub>, dada por um acelerograma sísmico gerado de intensidade linearmente crescente (até cerca de 2.6g em 13 s), aplicado na base da barragem.

A verificação da segurança sísmica foi realizada utilizando uma técnica baseada no método de ETA proposta pelos autores [19]. Com esta técnica, o desempenho sísmico da barragem é avaliado através do controlo da evolução do estado de deterioração da obra, tendo em conta as roturas à tração e à compressão, sob acelerações sísmicas de intensidade crescente. Essencialmente, o objetivo é determinar dois limites de resistência para a barragem, um associado aos danos por tração ( $a_d^+$ ) e outro associado aos danos por compressão ( $a_d^-$ ), sendo que estes limites representam as acelerações máximas que a barragem consegue suportar sem apresentar danos inaceitáveis. Nesse sentido, adotam-se critérios de desempenho sísmico de modo a satisfazer os requisitos definidos pela ICOLD para as grandes barragens de betão, tanto para o sismo base de projeto (SBP) como para o sismo máximo de projeto (SMP), a saber: (i) sob o SBP, considera-se inaceitável um estado de dano que envolva a ocorrência de fissuração do betão em zonas significativas dos paramentos da barragem, com propagação da mesma ao longo da espessura dos blocos, uma vez que este cenário poderia afetar a integridade estrutural e exigir intervenções de reparação; e (ii) sob o SMP, assume-se como inaceitável a ocorrência de esmagamento do betão por compressão em zonas chave, como os blocos superiores das consolas, uma vez que este estado de dano pode, em última instância, resultar em colapso parcial ou total da estrutura e, conseqüentemente, levar à libertação descontrolada de água da albufeira.

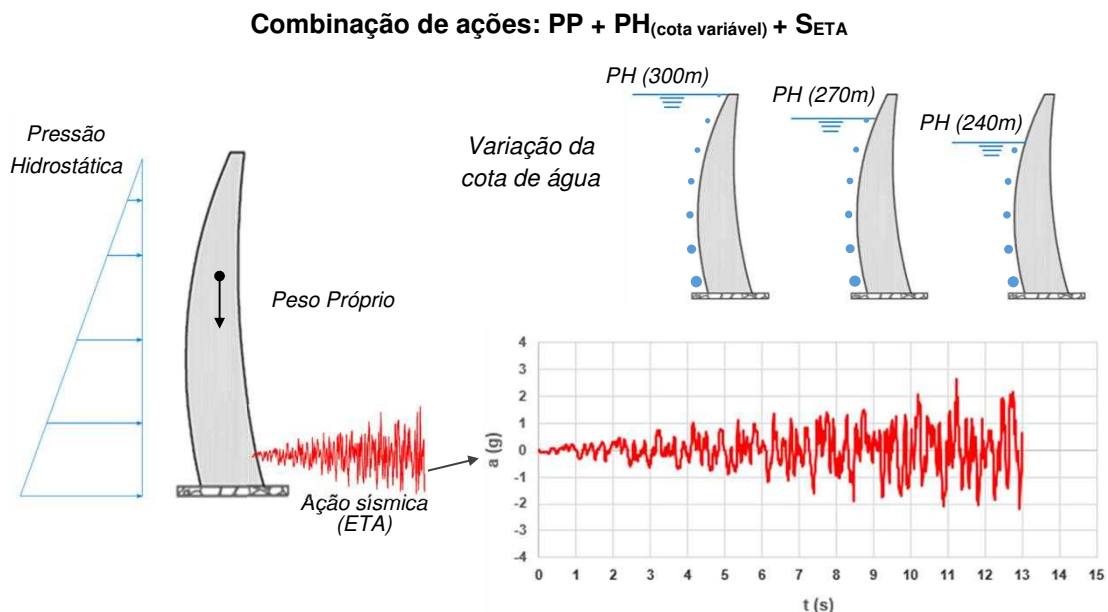


Fig. 3 – Definição da combinação de ações utilizada na análise da resposta sísmica e cenários de cotas de água considerados.

Primeiro, analisa-se a resposta sísmica não-linear da barragem, com foco nas deformadas e nos campos de tensões não-lineares, para as diferentes cotas de água. Na Fig. 4 mostram-se os campos de deslocamentos (com representação das aberturas de juntas) e os campos de tensões da barragem para o cenário de albufeira cheia (cota igual a 300 m) e para um cenário com água à cota 240 m. Em particular, analisa-se o período até  $t = 2$  s, durante o qual a aceleração de pico foi cerca de 0.4g, e apresentam-se os resultados obtidos nos instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos para montante ( $t_m$ ). Para a cota de água máxima, o deslocamento máximo para montante (200.2 mm) ocorre no topo das consolas centrais, enquanto para a cota 240 m o valor é

superior (217.1 mm), ocorrendo no topo em várias consolas na zona central da obra. Verifica-se também que os valores das aberturas das juntas verticais são superiores para o nível de água mais baixo (12.6 mm para a cota máxima e 14.62 mm para a cota 240 m); isto pode ser explicado pelo facto de diminuírem as forças devidas à pressão hidrostática, as quais empurram a barragem na direção de jusante e contribuem assim para o fecho das juntas. Quanto aos campos de tensões, para os dois cenários é possível observar que, quando a barragem se deforma para montante, as juntas de contração abrem, o que leva à libertação das tensões segundo os arcos na zona superior da obra. No entanto, este fenómeno dá origem a um processo de redistribuição de tensões que leva ao aparecimento e aumento gradual das tensões verticais na zona central superior das consolas, o que por sua vez irá causar danos à tração (como se mostra mais à frente na Fig. 6). Assim, nos campos de tensões apresentados as trações máximas não excedem a resistência do betão (3 MPa), uma vez que estas acabam por ser libertadas quer devido aos movimentos da junta (na zona superior), quer devido à ocorrência de danos no betão. Por fim, importa referir que, para o cenário de albufeira cheia, as compressões ao longo da inserção junto à base de jusante são superiores (compressões máximas de - 23 MPa) em relação às obtidas para o cenário com a cota de água de 240 m (compressões máximas de - 15.3 MPa).

Na Fig. 5 apresenta-se uma nova comparação dos campos de deslocamentos e de tensões para os cenários de albufeira cheia e albufeira à cota 240 m, mas neste caso mostram-se os resultados obtidos nos instantes em que ocorrem os maiores deslocamentos para jusante ( $t_j$ ), tendo sido analisado o período até  $t = 4$  s (aceleração de pico de cerca de 0.8g). Como se esperava, para a albufeira cheia as pressões hidrostáticas são superiores e, portanto, os deslocamentos máximos (703.5mm), que surgem no topo das consolas centrais, são superiores comparativamente com os obtidos para a albufeira à cota 240 m (341.5 mm). Relativamente aos campos de tensões, é possível notar que, globalmente, se instalam tensões de compressão superiores no corpo da barragem para as cotas de água mais altas. Em particular, para o cenário de albufeira cheia surgem compressões máximas segundo os arcos (- 26.3 MPa) no topo das consolas centrais, a montante, e compressões elevadas (- 25.1 MPa) ao longo da inserção e no topo de consolas em zonas mais laterais, a jusante. Contrariamente, as trações aumentam na zona superior da obra para as cotas mais baixas: de 1.6 MPa para 2.9 MPa a montante e de 1.2 MPa para 2.3 MPa a jusante. Adicionalmente, quando a barragem se deforma para jusante, surgem trações verticais ao longo da inserção que vão provocar roturas no betão (como se vê de seguida na Fig. 6), as quais abrangem uma extensão superior para o cenário de albufeira cheia devido ao facto das pressões hidrostáticas serem superiores.

De seguida mostram-se os resultados referentes à evolução dos danos à tração e à compressão, para diferentes instantes e para as três cotas de água analisadas. No que respeita à evolução dos danos à tração (Fig. 6 e Fig. 7), os resultados mostram que as primeiras zonas em que ocorrem roturas no betão ( $d^+ = 100\%$ ) surgem, como esperado, ao longo da base de montante da barragem, devido às elevadas trações que se instalam nessa zona. Neste caso importa destacar que, para cotas de água superiores, os danos surgem numa maior extensão ao longo da linha de inserção. Posteriormente, até  $t = 1.5$  s (acelerações de pico da ordem de 0.3g), verifica-se uma progressão gradual dos danos, uma vez que as tensões verticais nas consolas aumentam devido ao processo não-linear de redistribuição de tensões, acabando por provocar a rotura do betão, primeiro nos blocos ao longo da parte superior da face de jusante da barragem, e depois em vários blocos na parte superior central a montante. Ainda assim, até aos 0.3g a rotura do betão é maioritariamente superficial, pelo que este estado de dano é considerado aceitável, para todas os cenários de cotas de água na albufeira em análise. No entanto, para as cotas de água mais elevadas (300 m e 270 m), e sob níveis de excitação mais elevados, da ordem de 0.4g, verifica-se que já ocorreu a fendilhação do betão de montante para jusante em alguns dos blocos das principais consolas da barragem. Este cenário já poderá afetar a integridade estrutural da barragem e obrigar à interrupção das condições normais de exploração para reparação, não cumprindo

assim o critério de desempenho definido no método proposto para o nível de excitação do SBP. Já para a cota de água mais baixa (240 m), esse valor ainda poderá ser considerado admissível, uma vez que as roturas no betão ainda não se propagaram ao longo de montante a jusante ao longo da espessura das consolas. Em conclusão, neste estudo considera-se que o limite de resistência associado ao dano à tração (verificação da segurança para o SBP) corresponde a uma aceleração da ordem de 0.3g para o cenário de albufeira cheia e para o cenário com albufeira à cota 270 m. Contudo, para o cenário com a cota de água mais baixa, 240 m, o limite de resistência desta barragem com 300 m de altura será superior.

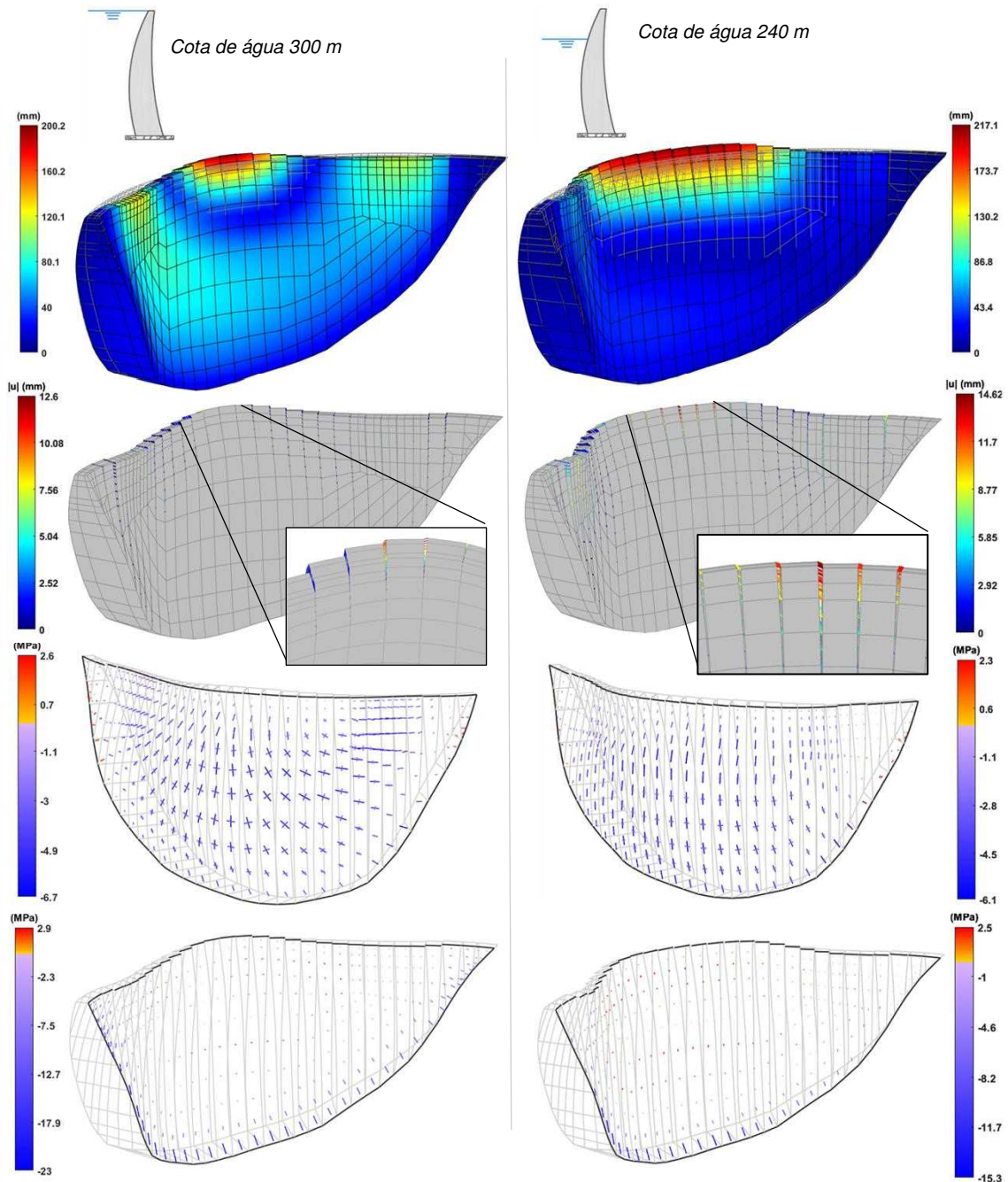


Fig. 4 – Resposta sísmica não-linear para a combinação PP + PH +  $S_{ETA}$ . Deslocamentos, movimentos de juntas e tensões no instante  $t_m$ . Resposta até  $t = 2$  s (0.4g).

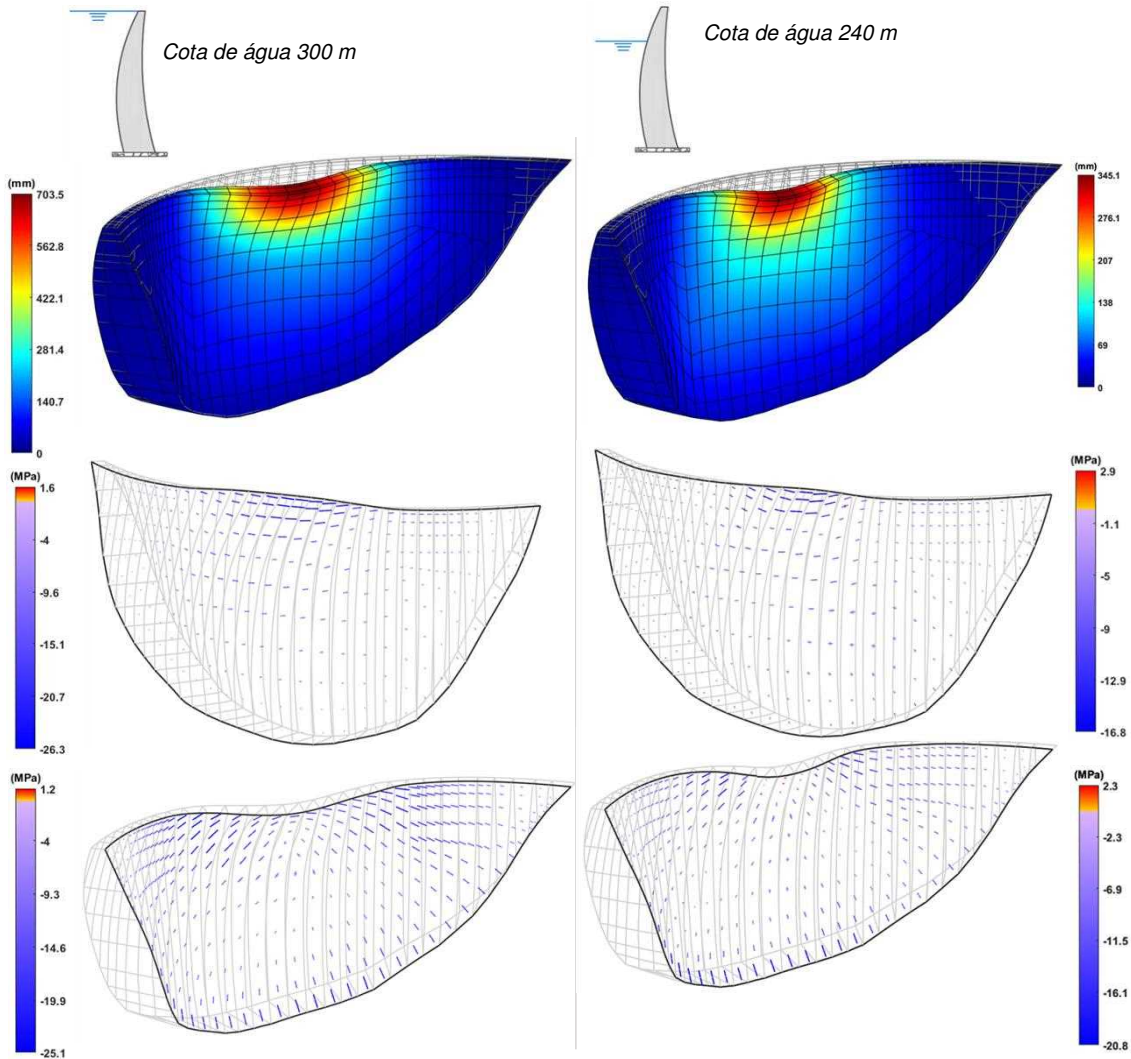


Fig. 5 – Resposta sísmica não-linear para a combinação PP + PH + SETA. Deslocamentos, movimentos de juntas e tensões no instante  $t_j$ . Resposta até  $t = 4$  s (0.8g).

Relativamente aos resultados dos danos à compressão ( $d_c$ ), é de salientar que, para a situação da albufeira à cota máxima, não há roturas por compressão até  $t = 9$  s, o que corresponde a acelerações máximas da ordem de 1.8g (Fig. 8). Ainda assim, para este nível de excitação já se começam a notar danos na zona superior da obra, com especial incidência junto ao coroamento das consolas centrais e laterais a montante (valores da ordem de 70%), devido às compressões segundo os arcos, bem como ao longo da inserção, em particular com danos de cerca de 80% na zona dos encontros, provocados pelas compressões normais à linha de inserção. Este comportamento é igualmente registado para cotas mais baixas, contudo, com danos inferiores (entre os 40 e 50%); como se referiu anteriormente, isto deve-se ao facto de, globalmente, se instalarem tensões de compressão superiores na barragem para as cotas de água mais altas. Por fim, ao analisar os danos acumulados até ao final da simulação sísmica,  $t = 13$  s, verifica-se que ocorreu um aumento gradual importante das tensões de compressão e, conseqüentemente, dos danos, nas zonas referidas acima (Fig. 9). Neste caso, é de referir a ocorrência de esmagamentos por compressão ( $d_c = 100\%$ ) em particular no topo das consolas do lado direito do paramento de montante e junto aos encontros a jusante. Ainda assim, mesmo para o nível máximo de excitação considerado neste estudo (2.6g) e para a situação mais condicionante (ou seja, a situação de albufeira cheia), as roturas por compressão ocorrem apenas em zonas superficiais, não se propagando de montante a jusante em zonas chave da obra, e evitando assim uma possível situação de colapso. Como tal, os resultados aqui apresentados permitem concluir que o limite de resistência associado ao dano à compressão (verificação da segurança para o SMP)

será superior a 2.6g, mesmo para o cenário mais condicionante de albufeira cheia, o que permite mostrar a impressionante capacidade resistente desta barragem abóbada com 300 m de altura.

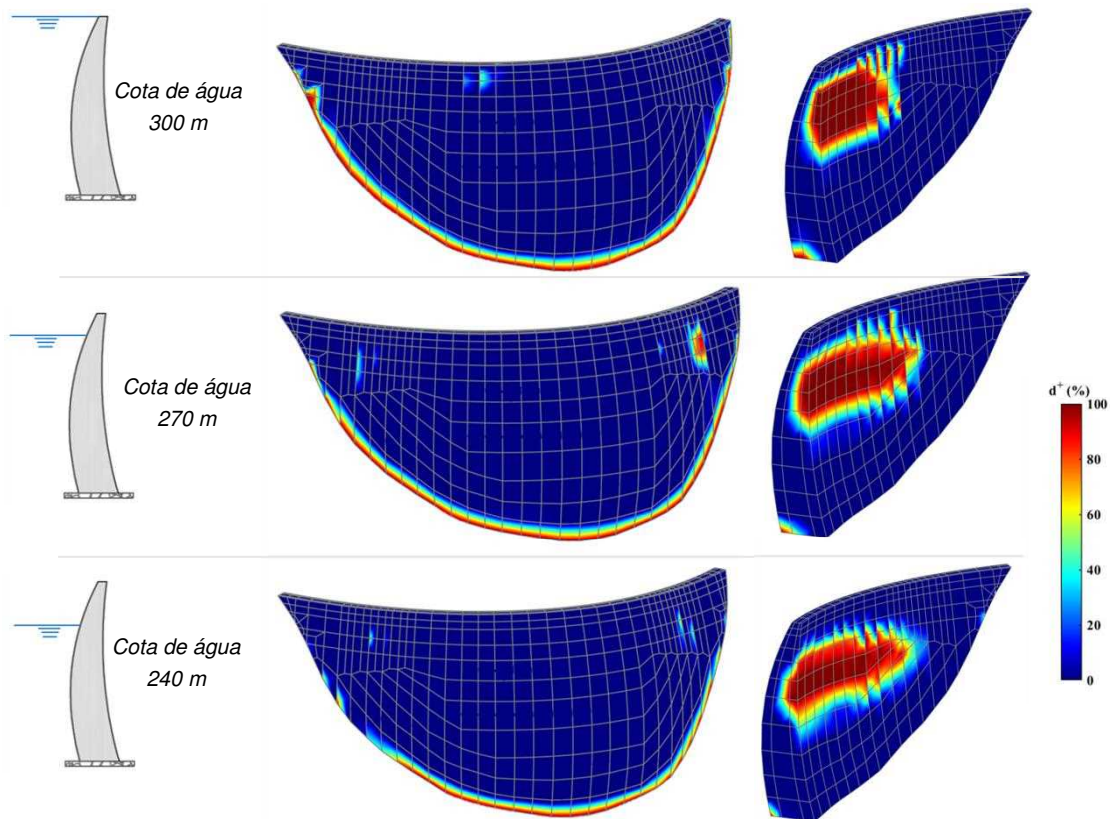


Fig. 6 – Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à tração para 3 cotas de água: instante  $t = 1.5$  s (0.3g)



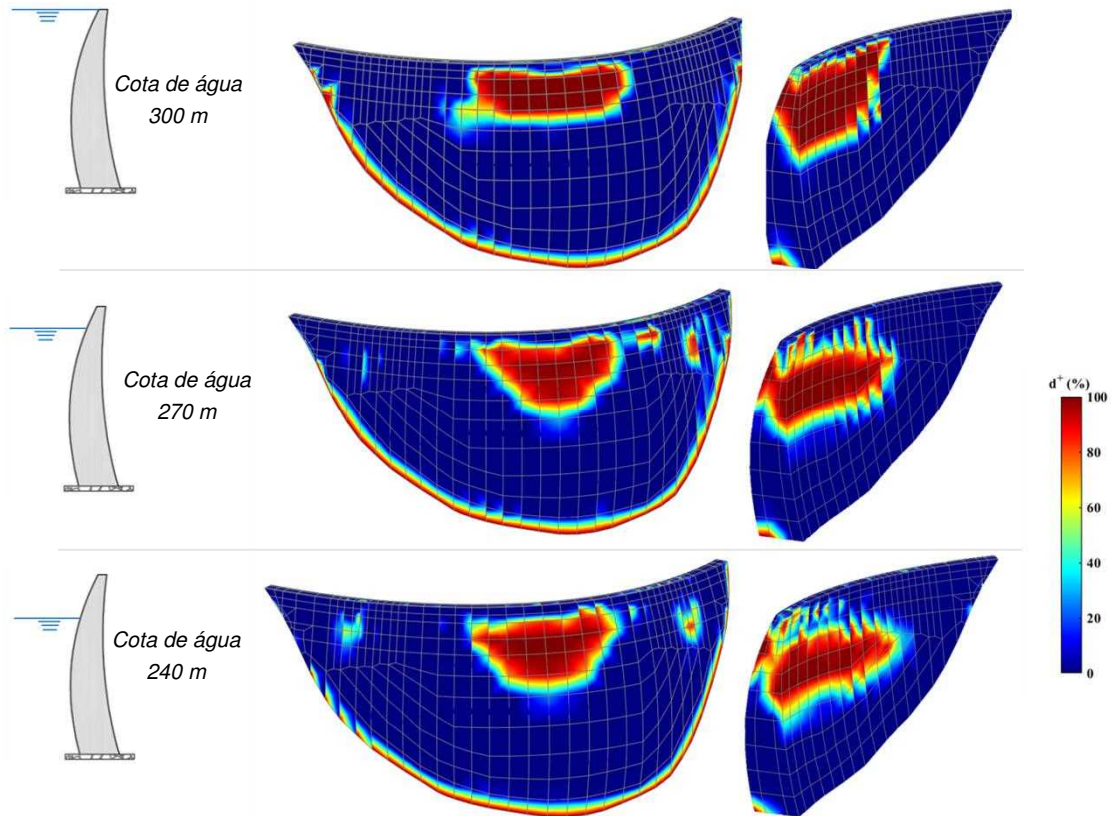


Fig. 7 – Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à tração para 3 cotas de água: instante  $t = 2$  s ( $0.4g$ ).

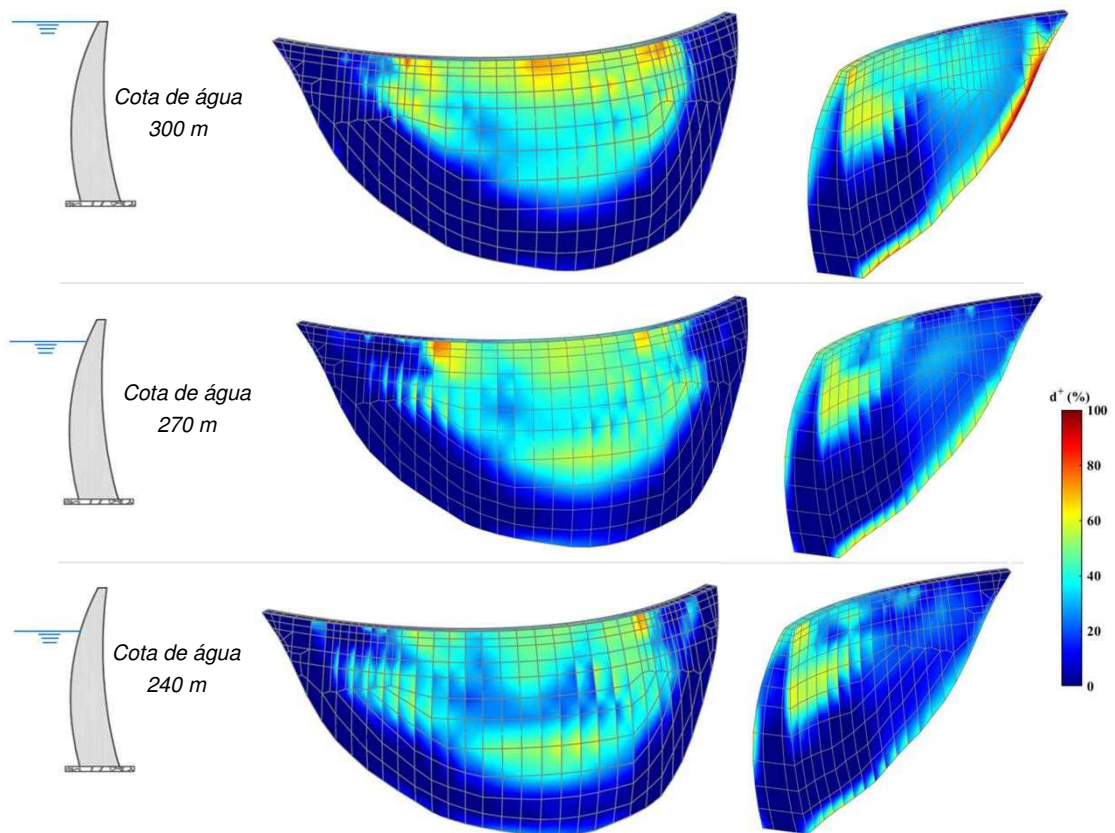


Fig. 8 – Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à compressão para 3 cotas de água: instante  $t = 9$  s ( $1.8g$ ).

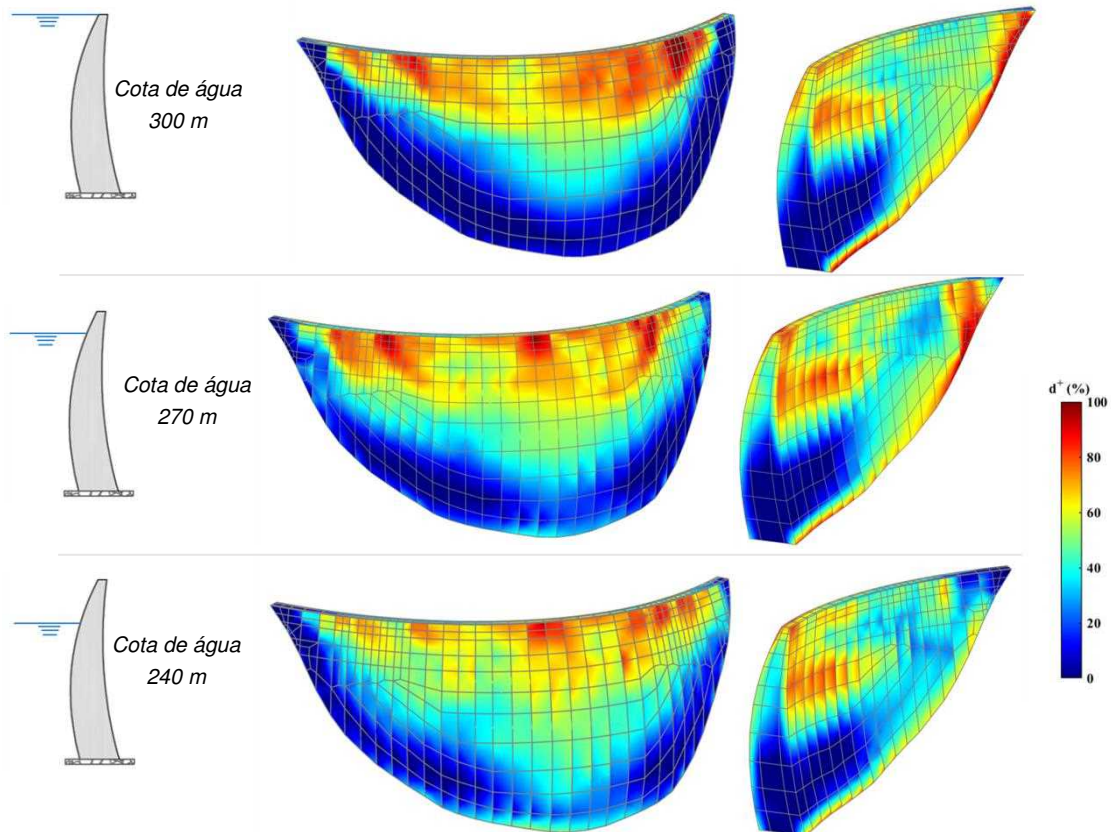


Fig. 9 – Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à compressão para 3 cotas de água: instante  $t = 13$  s (2.6g).

## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta resultados numéricos sobre o comportamento sísmico não-linear de uma barragem abóbada de 300 m de altura, para diferentes cotas de água. Estes resultados foram obtidos utilizando o programa de elementos finitos DamDySSA5.0, desenvolvido pelos autores para a análise dinâmica linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira. Neste programa, as simulações não-lineares são realizadas utilizando um modelo estrutural da barragem que inclui (a) um modelo constitutivo de juntas para simular os movimentos de abertura/fecho e de deslizamento das juntas de contração verticais, e (b) um modelo constitutivo de dano com enfraquecimento para simular o comportamento do betão até à rotura à tração e à compressão.

Nomeadamente, neste trabalho analisou-se a resposta sísmica da obra para a combinação de ações envolvendo o peso próprio da barragem, a pressão hidrostática, e uma ação sísmica dada por um acelerograma sísmico gerado de intensidade linearmente crescente (até cerca de 2.6g em 13 s).

Primeiro, analisou-se a resposta sísmica da obra para a água à cota do coroamento (300m) e para um nível de água 60m abaixo do coroamento. Os resultados da resposta sísmica em termos de deslocamentos, tensões e aberturas de juntas mostraram que, para a situação de água à cota máxima ocorrem maiores tensões, como esperado, contudo as aberturas de juntas e os deslocamentos são menores. Com as simulações efetuadas mostrou-se ainda que a abertura das juntas de contração verticais que ocorre quando o movimento oscilatório é para montante, provoca a libertação das tensões segundo os arcos na zona superior da barragem e o conseqüente aumento de tensões verticais a jusante, o que por sua vez irá conduzir ao aumento de danos por tração.

De seguida, efetuou-se um estudo de verificação da segurança sísmica utilizando uma técnica baseada no método de ETA, considerando os três cenários com diferentes cotas de água na albufeira: 300 m, 270 m e 240 m. Em particular, utilizou-se o acelerograma sísmico gerado com acelerações crescentes até 2.6g. Os resultados mostraram que, para uma aceleração de pico de 0.4g já ocorrem danos à tração consideráveis na zona central (de montante a jusante) para as situações de água às cotas 300m e 270m, o que significa que o critério de desempenho para o SBP não é verificado; no entanto para a água à cota 240m os danos por tração são superficiais, não se propagando de montante a jusante em nenhuma zona do corpo da obra. Quanto aos danos à compressão verificase que apenas para acelerações superiores a 2.5g e para a água às cotas mais elevadas (300m e 270m), ocorrem danos à compressão de 100% na zona superior da obra. Ainda assim, em nenhum bloco ocorrem danos graves de montante a jusante, o que significa que o critério de desempenho para o SMP ainda é verificado. Para a água à cota 240m não se verifica a ocorrência, em nenhuma zona da obra, de danos máximos (100%), o que significa que não ocorrem esmagamentos por compressão; em particular, para esta cota de água não há danos por compressão significativos na zona dos rins a jusante. No entanto, esta zona dos rins sofre danos à compressão consideráveis para as cotas de água mais elevadas.

## 6. AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo financiamento do projeto de investigação "SSH4Dams - Monitorização Sísmica e da Integridade Estrutural de Grandes Barragens de Betão" (PTDC/ECI-EGC/5332/2020).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] IJHD (2022) *World Atlas & Industry Guide*. International Journal of Hydropower and Dams, Aqua Media Int.
- [2] Wieland, M. (2016) Safety Aspects of Sustainable Storage Dams and Earthquake Safety of Existing Dams. *Engineering*, 2(3), 325-331.
- [3] ICOLD (2016) Bulletin 148: Selecting Seismic Parameters for Large Dams - Guidelines (revision of Bulletin 72). Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.
- [4] Wang, R. (2016) Key Technologies in the Design and Construction of 300m Ultra-High Arch Dams. *Engineering* 2(3), 350-359.
- [5] Darbre, G., Schwager, M. and Panduri, R. (2019) Seismic safety evaluation of large dams in Switzerland: Lessons learned. *International Water Power and Dam Construction* 70, 22-27.
- [6] Alegre, A., Carvalho, C., Matsinhe, B., Mendes, P., Oliveira, S. and Proença, J. (2019) Monitoring vibrations in large dams. *HYDRO 2019*, Porto, Portugal.
- [7] Ramos, R. (2017) Modelação do comportamento sísmico de barragens abóbada: estudo da influência da cota de água. *MSc Thesis*, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa – Instituto Politécnico de Lisboa.
- [8] Fennes, G., Soheil, M. and Reimer, R. (1992) Effect of Contraction Joints on Earthquake Response of an Arch Dam. *Journal of Structural Engineering* 118(4), 1039-1055.
- [9] Niwa, A. and Clough, R. W. (1982) Non-linear seismic response of arch dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 10(2), 267–281.
- [10] Cervera, M., Oliver, J. and Faria, R. (1995) Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 24(9), 1225-1245.

- [11] Valliappan, S., Yazdchi, M. and Khalili, N. (1999) Seismic analysis of arch dams - a continuum damage mechanics approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **45**(11), 1695-1724.
- [12] Chen, H. (2014) Seismic safety of high concrete dams. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* **13**(1), 1-16.
- [13] Chopra, A. (2012) Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors to Be Considered. *Journal of Structural Engineering* **138**(2), 205-214.
- [14] Estekanchi, H. E., Valamanesh, V. and Vafai, A. (2007). Application of Endurance Time method in linear seismic analysis. *Engineering Structures* **29**(10), 2551–2562.
- [15] Alegre, A. (2021) Modelling and monitoring the dynamic behaviour of concrete dams. Modal analysis and seismic response. *PhD Thesis*, Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal.
- [16] Westergaard, H. M. (1933) Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **98**(2), 418-433.
- [17] Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P. (1978) Fluid-structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **13**(1), 1-16.
- [18] Oliveira S. and Faria, R. (2006) Numerical Simulation of Collapse Scenarios in Reduced Scale Tests of Arch Dams, *Engineering Structures* **28**, 1430-1439.
- [19] Alegre A., Oliveira S., Mendes P., Proença J., Ramos R. and Carvalho E. (2022) Seismic Safety Assessment of Arch Dams Using an ETA-Based Method with Control of Tensile and Compressive Damage. *Water* **14**(23): 3835.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

**SEISMIC PERFORMANCE OF WALL-TO-HORIZONTAL DIAPHRAGM CONNECTIONS  
IN HISTORICAL CONSTRUCTIONS: MODELLING AND APPLICATION**

**FABIO SOLARINO**  
Chief Technical officer  
Licord S.p.A.

**DANIEL V. OLIVEIRA**  
Associate Professor  
University of Minho

**LINDA GIRESINI**  
Assistant Professor  
Sapienza University of Rome

**SUMÁRIO**

A modelação e análise de ligações estruturais são complexas, mas fundamentais para compreender a sua influência no desempenho sísmico global e local de edifícios de alvenaria sujeitos a sismos, frequentemente vulneráveis a dano para fora do plano. Isto deve-se, muitas vezes, a ligações deficientes entre paredes adjacentes e entre paredes e diafragmas horizontais, primariamente projetadas apenas para cargas gravitacionais. A influência da ligação parede-diafragma horizontal na análise global e local é estudada através do desenvolvimento de modelos de ligação simplificados e avançados, calibrados com base em resultados experimentais. Análises estáticas e dinâmicas não lineares, bem como análise local e estabilidade dinâmica avançada de blocos rígidos, destacam os efeitos benéficos da solução reforçada em estudo em comparação com a ligação não reforçada, frequentemente presente em edifícios históricos. Modelos numéricos históricos, que consideram a degradação da resistência e a capacidade de dissipação de energia, são desenvolvidos com base em resultados experimentais disponíveis.

**ABSTRACT**

The modeling and analysis of structural connections are complex but fundamental for understanding their influence on the global and local seismic performance of earthquake-prone masonry buildings, often vulnerable to out-of-plane mechanisms. This is frequently due to weak wall-to-wall and wall-to-horizontal diaphragm connections, primarily designed for gravitational loads only. The influence of wall-to-horizontal diaphragm connection on global and local analysis is here studied by developing simplified and advanced connection models calibrated upon experimental results. Nonlinear static and nonlinear dynamic analyses, as well as local analysis and advanced dynamic stability of rigid blocks, highlight the beneficial effects of the strengthened solution under study if compared to the unstrengthened connection, often present in historical buildings. Hysteretic numerical models, accounting for strength degradation and energy dissipation capacity, are developed based on available experimental results.

**KEYWORDS:** Masonry buildings, Wall-to-horizontal diaphragm connections, numerical modelling, seismic action.

## 1. INTRODUCTION

The seismic vulnerability of structural connections in historical constructions is hard and uncertain, usually neglected by analysts who mainly focus on the vertical and horizontal primary structural elements, rather than on the connections [1]. Unfortunately, unreinforced masonry (URM) buildings often present poor wall-to-horizontal diaphragm (WD) connections, one of the main causes of out-of-plane (OOP) mechanisms, even under low-to-medium earthquakes. Within this context, the strengthening of WD connections, coupled with a sufficiently stiff diaphragm, is responsible for the balanced transmission of seismic forces and granting the so-called box behaviour [2].

A comprehensive state-of-the-art on typical unstrengthened WD connections and strengthening solutions can be found in [3]. Typical analysis approaches for the seismic vulnerability of URM buildings mainly differ for the masonry wall modelling strategy, starting from advanced nonlinear mechanical models, such as finite element analysis (FEA) [4], distinct element analysis (DEA) [5], up to simplified and versatile models with lower computational demand, such as macro element approach (MEA) [6] or equivalent frame approach (EFA) [7], allowing for nonlinear static or dynamic analysis. Local analysis of URM constructions is often performed through pseudo-static limit analysis (kinematic analysis) [8] or dynamic analysis of rigid blocks (rocking analysis) [9] allowing for including the dynamic effects and the energy dissipation capacity over the OOP modes.

Wall-to-horizontal diaphragm connections and wall-to-wall (WW) connections are commonly over-simplified within a structural analysis, being absent at all, in case of very poor connections, or perfectly connected, in case of good quality connections. However, an accurate modelling of WW or WD connections is fundamental for a proper assessment of the overall seismic capacity of the building. One of the examples of simulating structural connections through hysteretic models calibrated on experimental bases can be found in [10] mainly for cross-laminated timber connection members or beam-to-column joints in framed buildings. Different criteria can be found in the literature for the construction of bilinear curves equivalent to the actual system ([11,12]) defined by the yielding limit, the ultimate displacement capacity, as well as the resistance (seismic capacity).

This paper studies the influence of modelling WD connections on the global and local analysis of a case-study application. The suggested modelling approach and calibration procedure are presented in Section 2, while an application to global and local analyses is presented in Section 3. Section 4 summarizes the main outcomes.

## 2. MODELLING OF WALL-TO-HORIZONTAL DIAPHRAGM CONNECTIONS

The WD connection model developed herein was inspired by the comprehensive experimental campaign carried out by Moreira [13] on typical connections of Lisbon assets representative of late 19th century weak WD connections. The experimental characterization of WD connections is challenging and only a few experimental works have been devoted to such a scope [14,15]. Over a total of twelve pull-out tests performed in both monotonic and cyclic patterns, seven were selected for numerical calibration in this work, to develop and propose a connection model characterized by a good balance between accuracy and simplicity, ready to use by practitioners. It must be noted that such a campaign cannot be statistically representative of the WD joints under study. However, it is considered one of the most important works with this aim, paving the way for successive numerical studies.

Tests consisted of pull-out monotonic and cyclic protocols over unstrengthened and strengthened specimens (Fig. 1). The former is simply a timber joist partially infixed into

the rubble stone masonry for 125 mm nailed over a timber beam plate horizontally placed along the wall (Fig. 1a). The latter is a promising solution developed by a Portuguese company. It comprises a 16mm diameter steel tie diagonally infixed into the wall anchored at both ends with hinged plates to better accommodate the seismic deformation. The L-shape internal steel plate is properly bolted to the timber joist (Fig. 1b). This demonstrated an increased strength by about 17 times concerning the unstrengthened configuration. The influence of different wall thicknesses and different vertical stress levels are considered to simulate connections at different floor levels. This is not considered to be an influencing parameter for the definition of its nonlinear law as experimental data reveal no evident difference in the behaviour for different floor levels.

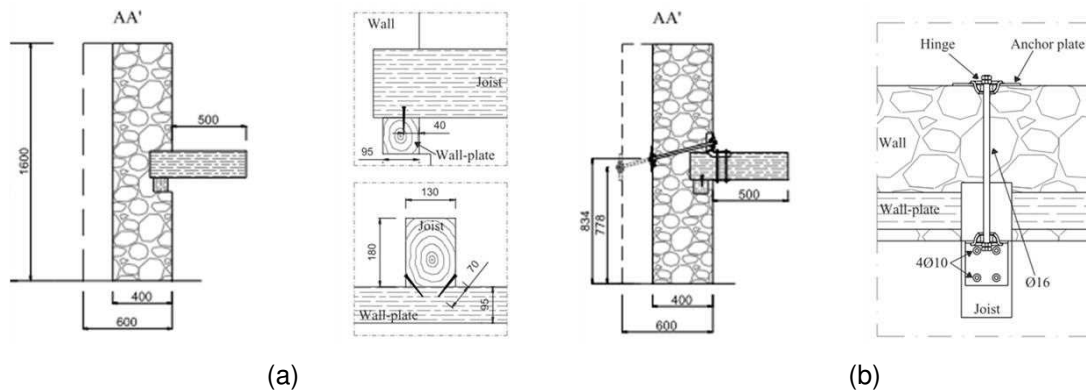


Fig. 1 - WD connections experimentally tested by Moreira [13]: (a) unstrengthened, (b) strengthened configuration (units in mm)

Two types of connections are developed herein, one unstrengthened and one strengthened connection. Backbone curves are firstly defined from hysteretic curves (if available, see Fig. 2a), based on the criterion suggested by ASCE/SEI 41-06, considered to be conservative if compared to ASCE/SEI 41-17. Next, an average equivalent bilinear curve can be defined based on the equivalent energy dissipation criterium suggested by Tomažević [16] (Fig. 2b, Fig. 2c) similarly as done by Moreira [13].

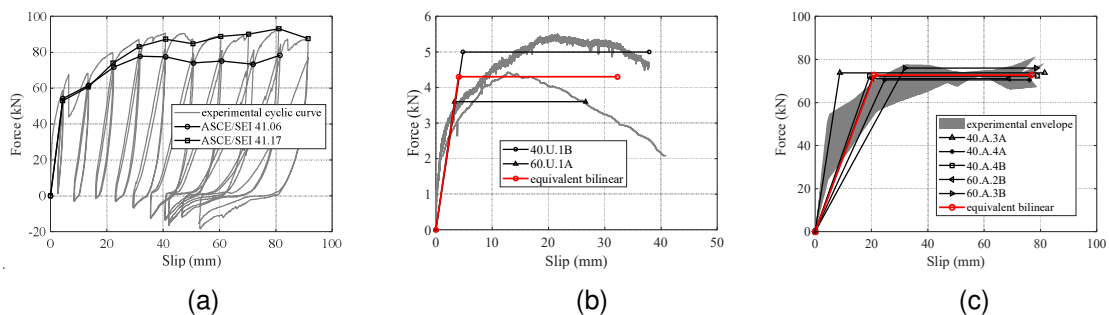


Fig. 2 - Definition of backbone curves: (a) comparison between ASCE/SEI 41.06 [17] and ASCE/SEI 41.17 [11]; (b) bilinear idealization of experimental curves for unstrengthened connections based on Tomažević criterion [16]; (c) bilinear curves for strengthened connections.

Hysteretic models are developed as a simple yet versatile model for the WD connections, capable of reproducing the axial hysteretic law to allow its implementation on global FE models. The proposed model simulates the force-displacement behaviour of the entire connection, from the timber joist end to the masonry surrounding the structural joint. Within a FE environment (solid or shell finite elements), this is possible through spring-like elements placed between the beam ends and the wall (Fig. 3a, Fig. 3b).

The nonlinear behaviour is only represented along the axial X direction (parallel to the joint beam axis) (Fig. 3b), while translational DOF in Y and Z are simply assumed as



rigid. Except for the torsional DOF,  $R_x$ , all the others ( $R_y$  and  $R_z$ ) are free, forming a hinge-type constraint. Such a connection is developed in OpenSees [18] using a ZeroLength element, coupled with the Pinching4 material model available in the OpenSees library and capable of degradation and pinching. The suggested hysteretic model seeks to estimate the experimental yielding limit, the strength, the ultimate displacement capacity, and the energy dissipation within cycles. About 39 parameters are necessary for a complete definition of the material model, including its backbone curve, stiffness degradation and pinching. Based on experimental outcomes and for the sake of simplicity, both strength and stiffness degradation are neglected for the proposed connection models.

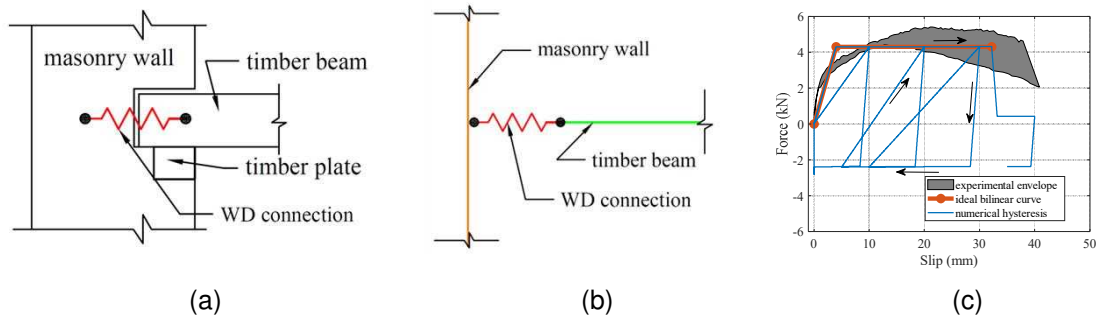


Fig. 3 - Proposed modeling of WD connections within FE environments: (a) solid finite elements; (b) shell elements; (c) suggested numerical model for an unstrengthened connection.

### 3. GLOBAL AND LOCAL ANALYSIS APPLICATION

The influence of modelling WD connections is studied herein in a 4-storey URM prototype building analyzed in FE environment through nonlinear static and nonlinear dynamic analyses. Moreover, local analyses based on a kinematic approach and dynamic analysis of rigid bodies are also carried out over a limited number of mechanisms that are more likely to occur.

The prototype building is a realistic made-up building with geometry resulting from literature and typical of the Mediterranean basin. The masonry is compatible with experimental tests performed by Moreira [13] and characterized by 1187 MPa Young's modulus, 1.7 MPa compressive strength, 0.14 MPa tensile strength and 1900 kg/m<sup>3</sup> density. The building floor plan is 20.6×12.7 m<sup>2</sup> and the floor height spacing is 3.5 m unless the base level of 4.0 m, giving a total building height of 14.5 m. The wall plan layout is asymmetric in both directions with decreasing thickness along the height ( $t = 80$  cm; 70 cm; 60 cm; 50 cm, Fig. 4a). A two-way timber floor is present with 160×520 mm<sup>2</sup> main beam spanning 6 m and spacing 1.8 m (Fig. 4a). Four different configurations are proposed to evaluate the influence of increasing quality of WD connections in the overall seismic response of the global building: (1) no beams; (2) unstrengthened connections; (3) strengthened connections; (4) fully rigid connections (Fig. 4b) considering situations 1 and 4 as the boundaries, often adopted in practice.

#### 3.1. Global analysis

The building under study is analyzed using OpenSees [20], and the pre- and post-processing is performed in STKO [21]. The masonry walls are modelled using ShellMITC4 element within a multi-layered shell formulation [22], useful to increase integration points along the wall thickness (five integration points are considered sufficient in this case), rather than considering heterogeneous sections. Masonry material is simulated through the damage TC3D material model [23] based on

tension/compression damage model capable of reproducing nonlinear response and controlling the dilatancy.

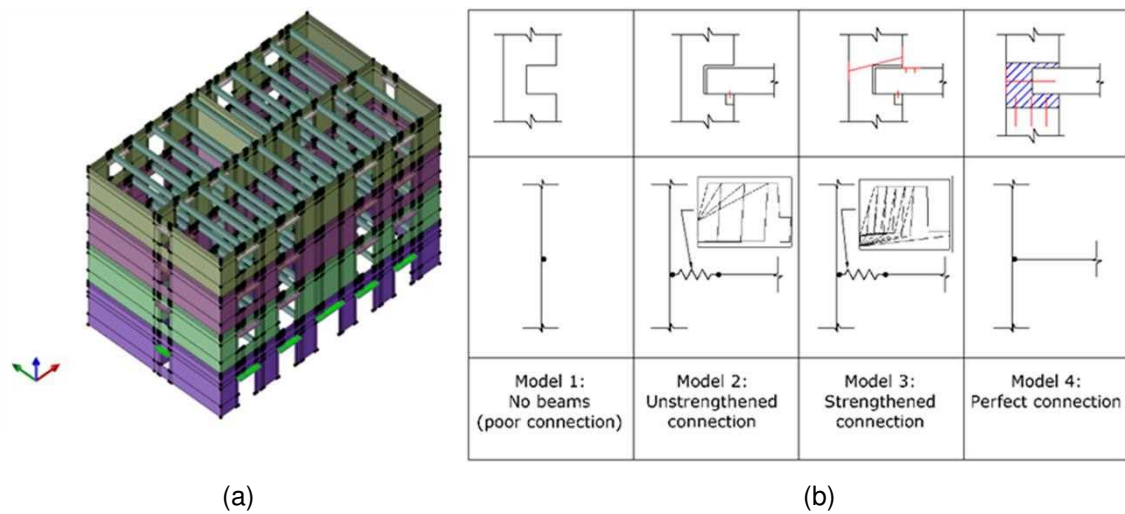


Fig. 4 – Modelling issues: (a) 3D view of the FE model ;(b) hypotheses considered for the WD connections.

When no information is given about masonry nonlinear parameters from available experimental data, they are simply assumed based on literature; tensile fracture energy  $G_t$  is  $0.05 \text{ Nmm/mm}^2$  as the recommended upper bound value for better stability of the numerical model [25]. As for the fracture energy in compression, a value of  $G_c = 3.0 \text{ Nmm/mm}^2$  is calibrated upon the experimental compression envelope, being also a reasonable upper bound recommended in the literature. A masonry compressive elastic limit  $f_{c0} = 0.6 \cdot f_c = 1.02 \text{ MPa}$  is set as properly fitting the experimental curve. The most critical crack patterns are mainly caused by the low tensile strength, rather than by the compression behaviour.

When present, timber floor beams are modelled using 3D elasticBeamColumn elements connected to the wall nodes through a special ZeroLength spring-like element, capable of simulating nonlinear behaviour. The model results in a total of 11103 nodes and 22110 elements (Fig. 5a).

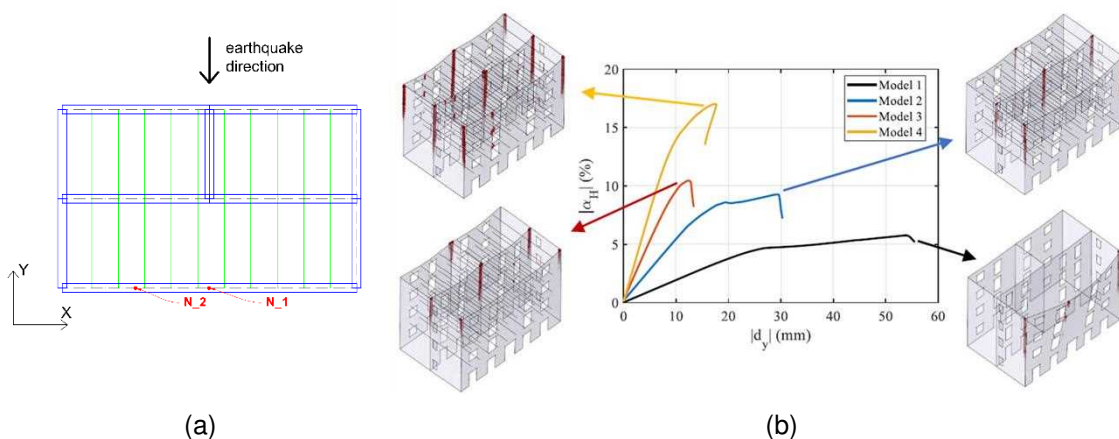


Fig. 5 – Pushover analysis results: (a) definition of control nodes and seismic direction; (b) influence of WD connection models in terms of force-displacement capacity and principal tensile strength.

Nonlinear static (pushover) analysis is performed over all four configurations to study the influence of different WD connections in terms of the capacity curve defined by the

seismic coefficient  $\alpha_H$  (ratio between the base shear force and the total weight of the structure) against the control point displacement selected at the top floor where the highest displacement is expected (Fig. 5a). A mass proportional distribution of forces is considered, and the pushover displacement capacity is defined corresponding to 20% reduction of the peak force.

After the application of gravitational loads, pushover is carried out in displacement control integrator setting a relatively small displacement increment of 0.05 mm. The Newton algorithm is used with a convergence test on the norm of the displacement increment, setting a tolerance of 0.001. Pushover analysis is performed in the negative Y direction for all model configurations selecting  $N_1$  as the control node of Model 1,2,3, while  $N_2$  for Model 4 (Fig. 5a). Models 1 and 4 behave in a considerably different way both in terms of strength displacement capacity, but also in terms of stiffness. Moreover, Models 2 and 3 are within those two boundaries, as expected. Despite Models 3 and 4 being characterized by good quality of WD connections, the rupture is more fragile than models 1 and 2, where the post-elastic plateau is highly visible. Model 4 has the highest strength peak characterized by a seismic coefficient of 17%, while models 2 and 3 reach a peak strength of about 10%. Model 1 has a very low resistance, with a value of about 6% of the seismic coefficient. Not only Model 4 has the highest strength peak, but it is also characterized by an ultimate displacement value greater than Model 3.

In terms of damage patterns (Fig. 5b), as the level of connection quality increases, the building responds in a more and more global manner. Indeed, if damage in Model 1 refers to the OOP collapse of the main facade, Model 4 shows more distributed damage along the vertical corners of all the walls. The failure mode is, however, associated with the overturning of every OOP wall, highlighted by the vertical cracks. Further damage is also concentrated adjacent to the opening corners. Such a damage pattern is an index of building highly vulnerable to the local mechanisms that should be prevented before the strengthening of IP masonry walls.

Every model configuration is analysed through Incremental Dynamic Analysis (IDA) which is a dynamic nonlinear analysis under a selected accelerogram, scaled up until the building collapse occurs. The accelerogram, extrapolated from the Engineering strong motion database [26] has a peak ground acceleration (PGA) of 0.44g, referring to the 6.5 magnitude Norcia (PG, Italy) seismic event that stroke central Italy in October 2016, within the Amatrice-Norcia-Visso seismic sequence. Based on the pushover capacity, the incremental dynamics steps are defined through the following PGA values 0.025g, 0.05g, 0.075g, and 0.10g and carried out separately without accounting for the damage history of previous steps.

Transient analysis is carried out under Hilber-Hughes-Taylor (HHT) scheme [27], setting a linear algorithm, and using Rayleigh damping approach, setting a value of damping ratio of 3%. The analysis time step is set equal to 0.005 s, considered to be enough in order not to lose significant acceleration peaks and significant modes.

Results are presented in terms of a discrete force-based capacity curve (Fig. 6b), where any point corresponds to the peak force moment reached during the time-history analysis (Fig. 6a), and displacement time-history (Fig. 6c). A clear increase in terms of initial stiffness and peak strength is shown if the quality of the connection improves. Model 2 and 3 show quite similar behaviour, especially at the lower stage of the IDA, but Model 3 depicts a stiffer behaviour reaching a slightly higher strength peak. Similar to pushover results, models 1 and 4 set the boundaries of the connection configurations, as expected. It is worth noting that all models depict residual displacements at the end of the analysis, proof of the high amount of damage accumulation, except for model 4.

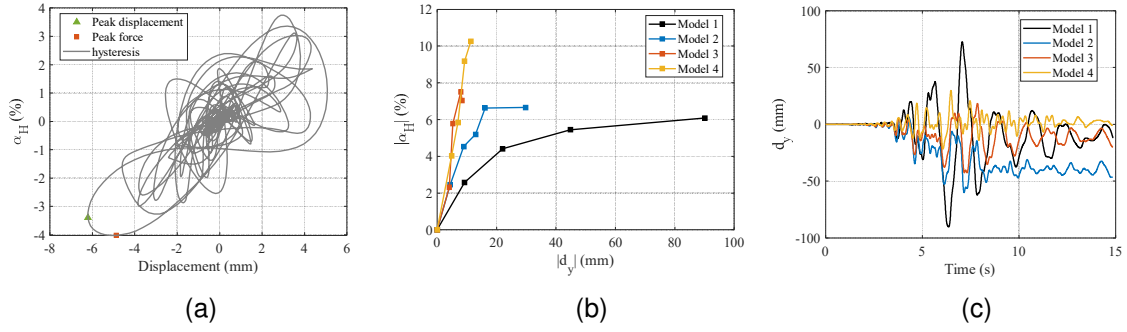


Fig. 6 - (a) hysteresis curve for Model 4 under 0.25g earthquake; (b) influence of WD connection in terms of dynamic force-based capacity curves; (c) displacement time-history for 0.10g earthquake.

### 3.2. Local analysis

Collapse mechanisms of limited portions of the building should be analysed with priority to global behaviour. This is possible through simple limit analysis based on the virtual work principle (VWP), or through more advanced dynamic analysis of rigid blocks (rocking analysis) both recommended by the Italian code standards [28, 29]. The former is based on the hypothesis of negligible masonry tensile strength, negligible sliding, and infinite masonry compressive strength. The influence of roof thrusts, as well as horizontal restraints can also be considered. The kinematic approach is based on the computation of the load multiplier  $\alpha_0$ :

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N (W_k \delta_{W_y,k} + Q_k \delta_{Q_y,k}) - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k}}{\sum_{k=1}^N (W_k \delta_{W_x,k} + Q_k \delta_{Q_x,k})} \quad (1)$$

where self-weight terms are denoted with  $W_k$  terms,  $Q_k$  refers to live loads, while  $F_k$  denotes WD anchors.  $\delta_{x,i}$  and  $\delta_{y,i}$  are horizontal and vertical virtual displacements of the  $i^{\text{th}}$  force given by the virtual rotation  $\delta_\theta$ .

Although linear kinematic analysis is suggested for a preliminary assessment of the vulnerability of several mechanisms of the building, thanks to its simplicity and rapidity, nonlinear kinematic analysis (NLKA) is performed for one single mechanism (Fig. 7a) in a displacement-based procedure where the load multiplier  $\alpha$  (Eq. (1)) is evaluated for the varied configuration, defining the  $\alpha$ - $d_c$  curve described by the control point displacement  $d_c$  arbitrary selected at the top of the wall up to  $\alpha(d_c)=0$ . This is successively transformed into the  $\alpha$ - $d$  capacity curve (Fig. 7b) referring to the equivalent single degree of freedom (SDOF) system response. The displacement capacity under LLS is defined as the minimum between  $0.4d_0$  and the displacement corresponding to the failure of the possible restraint (tie, WD connection, etc.).

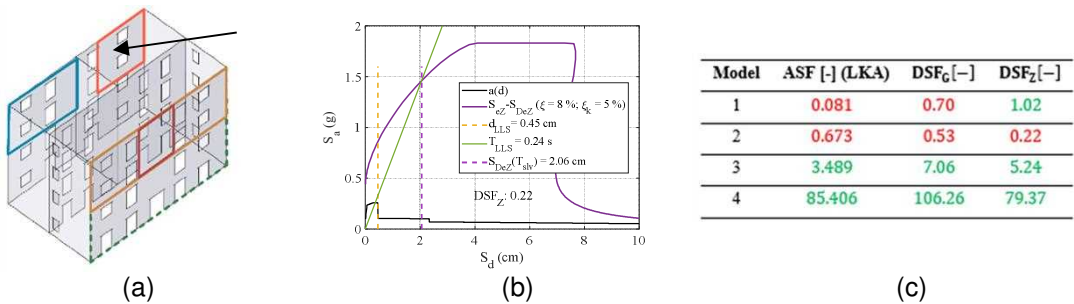


Fig. 7 - (a) Identification of mechanism for NLKA; (b) NLKA at floor level of selected mechanism, Model 2; (c) Displacement safety factors for all model after NLKA.

Results in terms of displacement safety factor are shown in Fig. 7c for both ground and floor assessment, compared to the acceleration safety factor after LKA. The vulnerability of the selected mechanism clearly decreases with increasing of the connection quality. Unstrengthened connections are not sufficient for the vulnerability of the considered wall, whereas Model 3 with strengthened connection reveals to be sufficient. The upper boundary limit of perfect connection (Model 4) results in unrealistic safety factors, suggesting that such a mechanism is not likely to occur, and more complex geometries should be considered (such as vertical bending).

The influence of WD connection in the dynamic stability of the selected mechanism is investigated here through the dynamic nonlinear time-history analysis of rigid blocks tilting at the base, also known as rocking analysis (Fig. 8a). The base differential equation of motion is further improved to include the contribution given by elastoplastic WD anchors,  $T_t$ :

$$\ddot{\theta} + \text{sgn}(\theta) m g R \sin A_{\theta} + T_t + T_L = m \ddot{u}_g R \cos A_{\theta} \quad (2)$$

where the term on the right side refers to the seismic excitation  $\ddot{u}_g$  applied to the block of size  $R$ , slenderness  $\alpha = \tan^{-1}(s/H)$ , mass  $m$ , block width  $s$  and block height  $H$ .  $A_{\theta}$  are simply geometrical arguments, whereas  $I_0$  is the moment of inertia and  $T_L$  controls the influence of lateral walls effect. Such an equation can easily be extended for several wall levels and additional masses, as well as horizontal thrusts [30] (as the considered mechanism).

The integration of the equation of motion is performed through Matlab ODE45 solver [31], capable of including nonlinearities, such as the five nonlinear events defined for elastoplastic constitutive law (Fig. 8b), or those necessary for impact energy dissipation, applied through the coefficient of restitution  $e_H = 1 - 3/2 \sin^2 \alpha$ .

A total of seven natural ground motions selected through Rexel program [32] results in the maximum normalized rotation histogram shown in Fig. 8c,d. Unstrengthened connection (Model 2) results to be not sufficient, being sometimes detrimental concerning the free-standing wall (Model 1). The beneficial effect of super-resistant connection (Model 4) with respect to Model 3 is clear, keeping the WD connections below their elastic limits. Model 3 WD connections reveal to give an adequate restraint level, sometimes overcoming the yielding limit exploiting the ductile capacities, and enabling a higher energy dissipation.

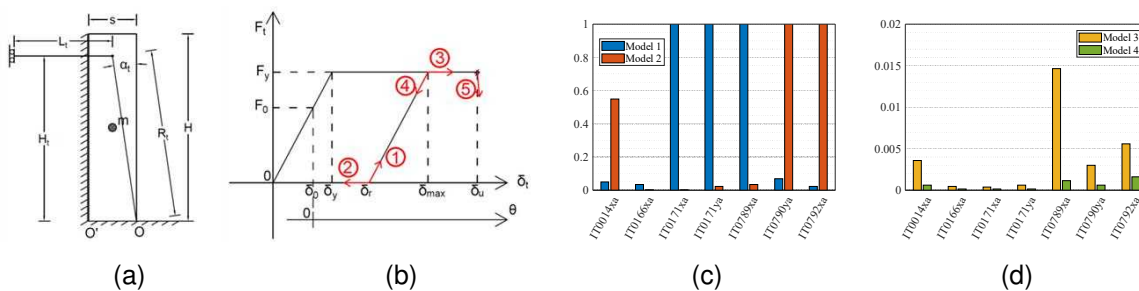


Fig. 8 - (a) restrained rocking block; (b) elasto-plastic constitutive model assumed for WD connections; (c) maximum normalized rotation results for Models 1 and 2; (d) and for Models 3 and 4.

## 4. CONCLUSIONS

This paper studies the influence of wall-to-horizontal diaphragm (WD) connections over four different model types. Models 1 and 4 are at the boundaries, the former a typical very poor connection and the latter a perfect connection. Models 2 and 3 represent

typical poor and strengthened connections elaborated based on available experimental data. Both global and local analyses are very sensitive to the quality of the connection. Indeed, pushover and incremental dynamic analysis show similar results in terms of capacity curves and crack patterns. The strength capacity increases if the connection quality increases, coupled with a reduction in ductility. Proper WD strengthening solutions are strongly suggested and possibly combined with wall-to-wall solutions, as well as floor stiffening, enabling the box-type behaviour capable of equilibrated transmission of seismic forces.

Local assessments performed through kinematic analysis and rocking analysis confirm the importance of adopting strengthened WD connections. Simple overturning mechanisms with poor WD connections result in unsafe, while strengthening solution of the type including steel anchors and plates applied over a certain number of timber beams to avoid their sliding off from the masonry walls, can be considered sufficient for the seismic vulnerability of OOP modes, without necessarily perform too invasive and costly interventions.

Common strategies adopt over-simplified modelling of WD connections, leading to underestimation of up to 40% of the seismic capacity if they are considered absent, or overestimation of up to 70% in terms of strength capacity, in the case of perfect connections.

## 5. ACKNOWLEDGMENTS

This work was partially funded by the FCT/MCTES by national funds through the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE) with reference UIDB/04029/2020 (10.54499/UIDB/04029/2020), the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems (ARISE) with reference LA/P/0112/2020, and through the PhD grant SFR/BD/131652/2017.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Ismail, N. (2016) Performance of Wall to Diaphragm Anchors for Use in Seismic Upgrade of Heritage Masonry Buildings, *Int. J. Archit. Herit.*, 10, 829–840.
- [2] Bothara, N., Brzev, S. (2011), A Tutorial: Improving the Seismic Performance of Stone Masonry Buildings, First Edit, *Earthquake Engineering Research Institute*, Oakland, California, United States of America.
- [3] Solarino, F., Oliveira, D.V., Giresini, L. (2019) Wall-to-horizontal diaphragm connections in historical buildings: A state-of-the-art review, *Eng. Struct.*, 199, 109559.
- [4] Ortega, J. (2018) Reduction of the seismic vulnerability of vernacular architecture with traditional strengthening solutions, *PhD Thesis*, University of Minho.
- [5] Gonen, S., Pulatsu, B., Soyoz, S., Erdogmus, E. (2021) Stochastic discontinuum analysis of unreinforced masonry walls: Lateral capacity and performance assessments, *Eng. Struct.*, 238, 112175.
- [6] Pantò, B., Cannizzaro, F., Caddemi, S., Calì, I. (2016) 3D macro-element modelling approach for seismic assessment of historical masonry churches, *Adv. Eng. Softw.*, 97, 40-59.
- [7] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. (2013) TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Eng. Struct.*, 56, 1787-1799.
- [8] Casapulla, C., Giresini, L., Argiento, L.U., Maione, A. (2019) Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Rocking Masonry Corners Using Rigid Macro-Block Modeling, *Int. J. truct. Stab. Dyn.*, 19, 1950137.

- [9] Solarino, F., Giresini, L. (2021) Fragility curves and seismic demand hazard analysis of rocking walls restrained with elasto-plastic ties, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 1-21.
- [10] Rinaldin, G., Amadio, A., Fragiaco, M. (2013) A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 42, 2023-2042.
- [11] ASCE (2017) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI, 41-17, American Society of Civil Engineers.
- [12] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (2018) *NTC 2018 - D.M. 17.01.18: Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*.
- [13] Moreira, S. (2015) Seismic retrofit of masonry-to-timber connections in historical constructions, *PhD Thesis*, University of Minho.
- [14] Abdul-Karim, A.R., Quenneville, P., Sa'don, N.M., Ingham, J. (2013) Assessment guidelines of wall-diaphragm connections for masonry buildings, *7th Int. Struct. Eng. Constr. Conf.*, 1019-1024.
- [15] Campbell, J., Dizhur, D., Hodgson, M., Fergusson, G., Ingham, J. (2012) *Test results for extracted wall-to-diaphragm anchors from Christchurch unreinforced masonry buildings*, SESOC, 25, 57-67.
- [16] Tomažević, M. (1999) *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press, London, UK.
- [17] ASCE (2007) *Seismic rehabilitation of existing buildings*, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers.
- [18] McKenna, F., Fenves, G.L., Filippou, F.C., Scott, M. (2000) *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)*.
- [19] Fmk (2003) *Pinching4 Material*.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2016) *OpenSees: Open System For Earthquake Engineering Simulation*.
- [21] Petracca, M., Candeloro, M., Camata, G. (2017) *STKO user manual*.
- [22] Lu, X., Xie, L., Guan, H., Huang, Y., Lu, X. (2015) A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees, *Finite Elem. Anal. Des.*, 98, 14-25.
- [23] Petracca, M., Camata, G. (2019) A Mixed Implicit-Explicit Tension-Compression Plastic-Damage Model, ASDEA Software Technology.
- [24] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Onate, E. (1989) A plastic-damage model for concrete, *Int. J. Solids Struct.*, 25, 299-326.
- [25] Lourenço, P.B. (2009) Recent Advances in Masonry Modelling: micromodelling and homogenisation, *Multiscale Model. Solid Mech.*, 251-294.
- [26] Luzi, L., Lanzano, G., Felicetta, C., D'Amico, M.C., Russo, E., Sgobba, S., Pacor, F. (2020) ORFEUS Working Group 5, Engineering Strong Motion Database (ESM) (Version 2.0), *Ist. Naz. Di Geofis. e Vulcanol.*
- [27] Hilber, H.M., Hughes, T.J.R., Taylor, R.L. (1977) Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 5 283-292.
- [28] DMI (2018) D.M. 17 Gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)".
- [29] C.S.LL.PP. (2019) Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [30] Giresini, L., Sassu, M. (2017) Horizontally restrained rocking blocks: evaluation of the role of boundary conditions with static and dynamic approaches, *Bull. Earthq. Eng.*, 15, 385-410.
- [31] Anyigor, C., Afiukwa, J. (2013) Application of matlab ordinary differential equation function solver (ode45) in modelling and simulation of batch reaction kinetics, *Am. J. Sci. Ind. Res.*
- [32] Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2010) REXEL: Computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, *Bull. Earthq. Eng.*, 8, 339-362.

## **VULNERABILIDADE SÍSMICA DE TURBINA EÓLICA OFFSHORE NA COSTA PORTUGUESA**

**DIOGO SOUSA**  
Mestre Eng. Civil  
FCT NOVA

**JOSÉ NUNO VARANDAS**  
Professor Auxiliar  
CERIS – FCT NOVA

### **SUMÁRIO**

Com a transição energética em curso, é imperioso aumentar-se a capacidade de produção de energia eólica, nomeadamente pelo incremento de turbinas eólicas offshore. Em Portugal continental, há potencial para instalação de turbinas offshore com fundações diretas, sendo a análise sísmica destas estruturas importante pelo seu significativo valor económico e estrutural. Neste artigo, avalia-se a vulnerabilidade sísmica de uma turbina eólica de 5 MW offshore fundada em mono-estaca, através de análises dinâmicas incrementais não lineares. Para além da acção sísmica, são consideradas as ações ambientais vento e ondulação e ainda as características do solo de fundação, onde a mesma se encontra fundada. Para o estudo numérico recorreu-se a uma modelação por elementos finitos, com a turbina eólica a ser considerada com elementos de barra, o solo com elementos tridimensionais sólidos e o contacto entre o solo e a mono-estaca com elementos não-lineares, considerando o efeito da interação solo-estrutura.

### **ABSTRACT**

With the ongoing energy transition, it is imperative to increase the capacity of wind energy production, particularly through the deployment of offshore wind turbines. In mainland Portugal, there is potential for the installation of offshore turbines with direct foundations, and the seismic analysis of these structures is crucial due to their significant economic and structural value. In this paper, we evaluate the seismic vulnerability of a 5 MW offshore wind turbine founded on a monopile through incremental non-linear dynamic analyses. In addition to seismic action, average ambient loading such as wind and wave actions, as well as the characteristics of the foundation soil, are considered. For the numerical study, finite element modelling is employed, with the wind turbine represented using beam elements, the soil using three-dimensional solid elements, and the contact between the soil and the monopile using non-linear elements, taking into account the soil-structure interaction effect.

**PALAVRAS-CHAVE:** Turbina Eólica, Vulnerabilidade Sísmica, Análise Dinâmica Incremental, Curvas de Fragilidade.



## 1. INTRODUÇÃO

No atual contexto de transição energética, Portugal, pioneiro na busca da neutralidade carbónica até 2050, necessita ainda de grandes investimentos em energias renováveis para atingir as metas propostas no Acordo de Paris de 2015, nomeadamente de limitar o aumento da temperatura global abaixo de 2°C em relação aos níveis pré-industriais. Neste contexto, a produção eólica offshore será crucial para alcançar esse objetivo, aproveitando a uniformidade e a maior velocidade do vento ocorrente no mar [1].

Atualmente, a maioria das turbinas offshore encontram-se fixas ao fundo oceânico, seja em águas pouco profundas (profundidades até 30 metros), seja em águas de transição (profundidades dos 30 aos 60 metros) [2]. A maioria destas turbinas estão fundadas em mono-estaca, representando em 2020 cerca de 81,2% do total de instalações de turbinas offshore [3]. Isto acontece devido à facilidade de construção e desta ter um menor custo de produção comparativamente com outras soluções [4]. Assim, com o crescimento esperado de parques eólicos offshore em zonas sísmicas, como Portugal, é essencial investigar os efeitos sísmicos nestas estruturas. A Fig. 1 faz uma representação esquemática dos principais elementos estruturais das turbinas offshore do tipo aqui estudado.

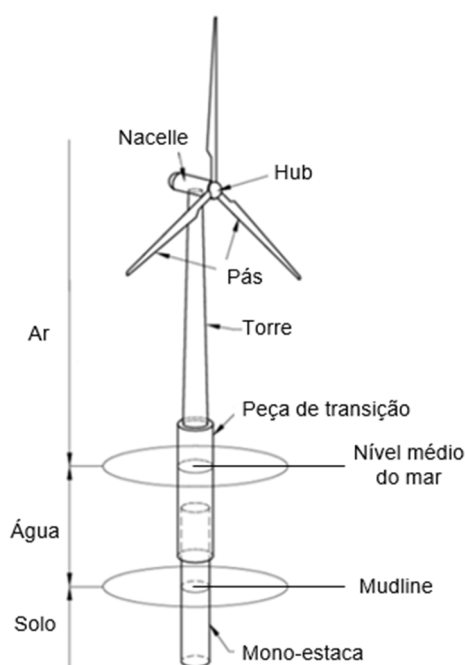


Fig. 1 - Esquema de uma turbina eólica fundada por mono-estaca (adaptada de [5]).

Neste estudo, faz-se a análise da vulnerabilidade sísmica da turbina eólica de 5 MW, desenvolvida pelo National Renewable Energy Laboratory (NREL), ancorada no leito oceânico por meio de uma mono-estaca. Este estudo foi realizado através de análises numéricas com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Para avaliar o comportamento sísmico de forma realista, incorporaram-se propriedades não lineares do solo e considerou-se a potencial variabilidade das suas propriedades mecânicas, empregando uma abordagem inovadora de modelação. As curvas de fragilidade em função das condições de fundação foram determinadas através de análises dinâmicas incrementais (Incremental Dynamics Analyses - IDA), envolvendo sete cenários sísmicos reais e distintos.

Do estudo realizado, concluiu-se que o sismo pode ser efetivamente condicionante relativamente ao dimensionamento das turbinas eólicas offshore para valores de PGA (peak ground acceleration) superiores a 0,5g. No entanto, considerando os espectros regulamentares definidos para estruturas com vida útil de 50 anos, cujos valores de PGA

em Portugal continental são inferiores a 0,5g, para os casos-de-estudo considerados concluiu-se que o efeito sísmico regulamentar apenas produz com probabilidade elevada danos ligeiros, e com probabilidade baixa danos moderados.

## 2. CONSTRUÇÃO E VERIFICAÇÃO DO MODELO

Os detalhes da modelação e verificação do modelo da turbina encontram-se descritos em [6], apresentando-se neste documento apenas os seus aspetos principais.

### 2.1. Modelação da turbina eólica

Como referido, a turbina eólica escolhida para executar o presente estudo foi a NREL 5 MW, que se encontra caracterizada no relatório desenvolvido pela NREL [7]. Na Tabela 1, encontram-se sumariadas algumas das propriedades desta turbina.

Tabela 1- Propriedades gerais da NREL 5 MW (adaptado de [7]).

Propriedades da NREL 5 MW	
Potência nominal	5 MW
Velocidade nominal do vento	11,4 m/s
Velocidade nominal do rotor	12,1 RPM
Diâmetro do rotor	126 m
Altura do <i>hub</i>	90 m
Massa do rotor (pás + hub)	110 000 kg
Massa da <i>nacelle</i>	240 000 kg
Massa da torre	347 460 kg
Massa total	697 460 kg

A torre em questão tem uma altura de 87,6 m e trata-se de uma secção tubular de diâmetro e espessura variável. Na base, a torre tem um diâmetro de 6 m e uma espessura de 0,027 m, e no topo da torre o diâmetro é de 3,87 m e a espessura da secção de 0,019 m [7]. O material utilizado foi o aço S355 definido no Eurocódigo 3 - Parte 1. De modo a contabilizar a pintura da torre, os parafusos, soldaduras e as flanges, a massa volúmica do aço foi aumentada de 7850 kg/m<sup>3</sup> para 8500 kg/m<sup>3</sup> [7].

Para a modelação da torre foram adotados elementos finitos de barra de dois nós, contemplando-se a deformação por corte, com secção tubular variável ao longo do eixo. A *nacelle* foi modelada através de um elemento rígido de maneira a realizar a correta ligação entre as pás e a torre. O centro de massa da *nacelle* foi colocado com um afastamento de 1,9 m relativamente ao eixo da torre [8]. As pás foram igualmente modeladas com elementos de barra com secção tubular, com um comprimento de 61,5 m. Não se considerou assim a geometria complexa das pás, mas esse aspeto tem pouca influência na resposta sísmica em análise.

A verificação das principais frequências próprias e modos de vibração determinados com o modelo numérico desenvolvido no SAP2000 foi essencialmente feita por comparação destes com os correspondentes resultados disponíveis no relatório da NREL [7], onde se encontram as frequências obtidas para os vários modos de vibração calculados por dois programas aerodinâmicos diferentes: o FAST e o ADAMS. A Tabela 2 mostra os valores de frequências próprias determinadas com os diversos programas

para os principais modos de vibração, e a Fig. 2 mostra a correspondente forma dos modos de vibração, tal como calculados no SAP2000.

Tabela 2- Comparação das frequências naturais (Hz) da torre da turbina eólica

Modos de vibração	FAST	ADAMS	SAP2000
1º Side-to-side	0,312	0,316	0,295
1º Fore-aft	0,324	0,320	0,298
Pás	∴	∴	∴
2º Fore-aft	2,900	2,859	2,799
2º Side-to-side	2,936	2,941	2,833

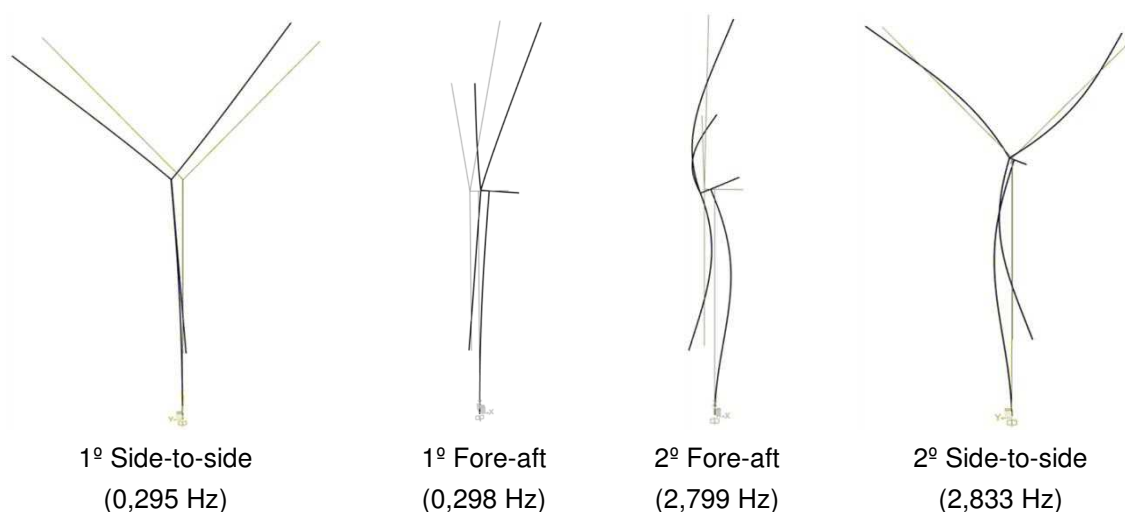


Fig. 2 - Modos de vibração da torre da turbina eólica NREL 5 MW no SAP2000

É possível constatar na Tabela 2 que a diferença entre resultados é pequena, variando entre 2% a 8%, consoante os modos/programa considerados. Com base nestes resultados, considerou-se viável o recurso ao SAP2000 no presente trabalho. Salienta-se que os programas aerodinâmicos FAST e ADAMS estão vocacionados para a análise de turbinas eólicas em condições de serviço e contemplando a interação aerodinâmica com vista à otimização do desenho da turbina, não sendo programas de cálculo estrutural tradicionais. São por isso de esperar as pequenas diferenças relativamente aos resultados obtidos neste trabalho com o SAP2000.

## 2.2. Modelação do solo e da interação solo-estrutura

Foram desenvolvidas ao longo dos anos, diferentes metodologias de cálculo para caracterização do comportamento do solo. A metodologia criada pelo American Petroleum Institute (API) tem sido, nos últimos anos, a mais utilizada na indústria *offshore* [9]. O método tem por base a abordagem de Winkler no qual se modela a interação solo-estaca através de molas independentes. Cada mola é definida com as relações não lineares entre as reações do solo e os respetivos deslocamentos, tendo por base curvas (designadas p-y) obtidas experimentalmente [10]. No entanto, esta metodologia tem diversas limitações: (i) as molas são independentes umas das outras o que na realidade não acontece, uma vez que o solo tem rigidez de corte; (ii) o amortecimento de radiação não está contemplado e (iii) as curvas experimentais foram desenvolvidas com base em ensaios realizados em estacas de diâmetro inferior aos diâmetros utilizados para as fundações das turbinas eólicas [10].

Neste trabalho, procurando-se uma forma de representação mais realista e parametrizável do problema, mas sem tornar a análise demasiado complexa e dependente da calibração de muitos parâmetros, propõe-se considerar a deformabilidade elástica do solo através de elementos sólidos lineares, e a deformabilidade plástica não-linear concentrada em elementos de ligação de contacto entre a estaca metálica e o solo envolvente.

### 2.2.1. Modelação do solo

Tendo como base o trabalho de Kjølraug [11], o solo de fundação foi representado por um prisma volúmico com planta quadrada de dimensões 40 m por 40 m e com uma altura de solo igual a 30 m, tal como representado na Fig. 3. O modelo é composto por 48000 elementos sólidos de 8 nós, com dimensão cúbica de 1,0 m<sup>3</sup>. Esta dimensão foi definida de forma a se garantirem um mínimo de 10 elementos finitos para os menores comprimentos de onda considerados na análise [12]. Para este cálculo considerou-se uma frequência máxima de interesse de 25 Hz.

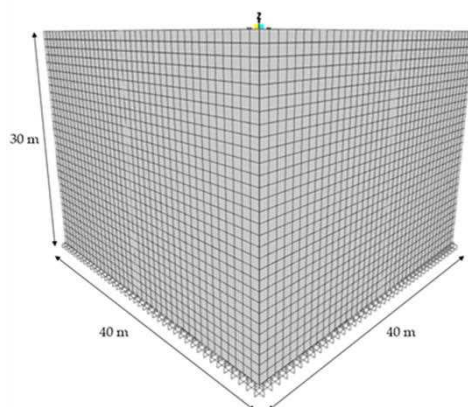


Fig. 3 - Modelo do solo no programa SAP2000

Com o intuito de verificar a fiabilidade da modelação do solo através dos elementos sólidos do SAP2000, realizou-se uma comparação entre a função teórica de amplificação à superfície num estrato horizontal homogéneo devida a uma excitação harmónica na base, com a correspondente função determinada das análises realizadas no programa de cálculo automático SAP2000, a partir do cálculo da resposta estacionária (*Steady-State*) para uma excitação harmónica com frequência fixa.

A função teórica considerada foi [13]:

$$F(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos\left(\frac{\omega H}{V_{S/P}}\right) + \left[\xi\left(\frac{\omega H}{V_{S/P}}\right)\right]^2}} \quad (1)$$

onde,  $\omega$  é a frequência angular do carregamento,  $H$  é a altura da camada de solo,  $V_{S/P}$  é a velocidade da onda S ou P e  $\xi$  é o amortecimento viscoso. Neste trabalho assumiu-se  $\xi = 2\%$ .

A Fig. 4 mostra a comparação de resultados obtidos através das duas formulações (analítica e numérica), para um dos casos de solo analisados, definidos pela velocidade de ondas corte (neste caso  $V_s = 500$  m/s).

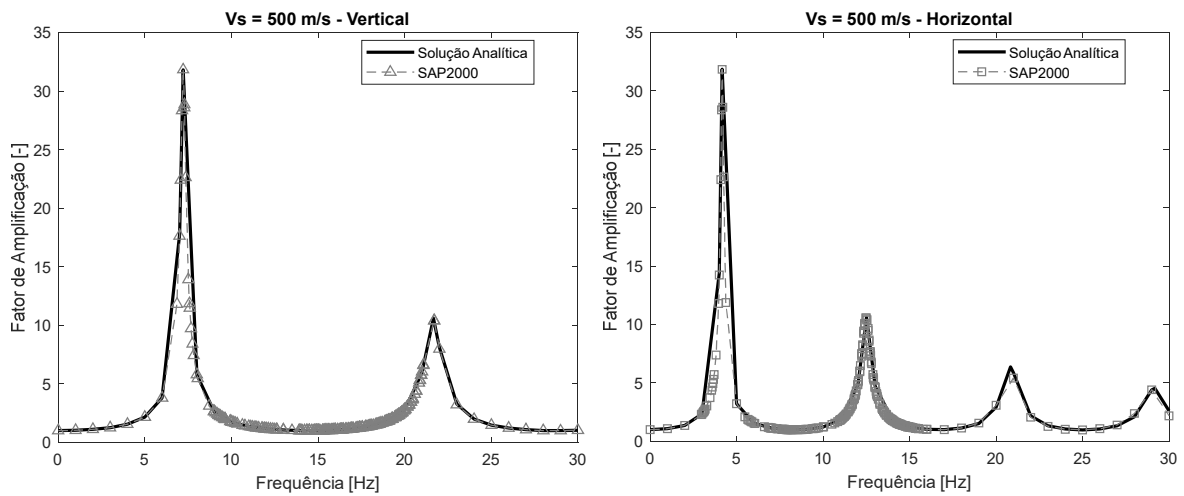


Fig. 4 – Verificação da modelação do solo ( $V_s=500$  m/s), para vibração horizontal e vertical, com recurso ao SAP2000

Na Fig. 4 constata-se a concordância entre as curvas teóricas e as curvas numéricas, o que certifica a utilização dos elementos sólidos do SAP2000 para o estudo dinâmico em vista.

### 2.3. Contacto solo-estaca

A ligação da estaca (elementos de barra vertical) ao solo envolvente (elementos sólidos) foi feita através de elementos de comportamento não-linear do tipo *link*. Estes elementos concentram o comportamento plástico que se pode prever do solo envolvente à estaca, e têm assim as suas propriedades definidas em função dos valores de rutura calculáveis para os terrenos de fundação.

A Fig. 5 mostra o esquema de ligação solo-estaca, em duas vistas ortogonais. A estaca foi modelada através de elementos de barra com uma secção tubular. As características da mesma são 6 m de diâmetro, 60 mm de espessura e 30 m de comprimento, sendo que se encontram enterrados 20 m de estaca. A ligação do elemento de barra central aos elementos sólidos que envolvem a estaca é feita com oito elementos de ligação por plano horizontal onde existem nós na malha de elementos finitos sólidos. O espaçamento da malha na vertical é de 1 m.

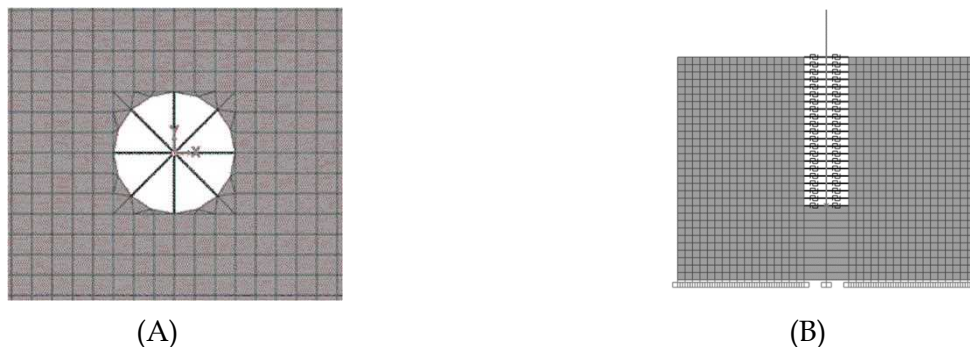


Fig. 5 – Disposição das molas plásticas - (A) Plano horizontal XY; (B) Plano XZ

A caracterização dos elementos de contacto teve por base a abordagem da norma API 2A-WSD [9] para o cálculo da carga última lateral associada à estaca. Dependendo do tipo de solo em estudo, a abordagem para o cálculo da carga última varia. Caso o solo seja uma areia o cálculo é realizado a partir da equação (2), onde  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  são coeficientes de resistência lateral,  $D$  é o diâmetro médio da estaca,  $\gamma'$  é o peso volúmico do solo e  $x$  é a profundidade.

$$P_u = \min \left\{ \begin{array}{l} (C_1 x + C_2 D) \gamma' x \\ C_3 D \gamma' x \end{array} \right. , \text{ [kN/m]} \quad (2)$$

Os coeficientes de resistência lateral  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  são função do ângulo de resistência interna do solo estando essas relações presentes no ábaco da norma API [9], e também como descrito em [6].

A Fig. 6 apresenta um exemplo de uma curva de relação força-deslocamento dos elementos de contacto do solo.

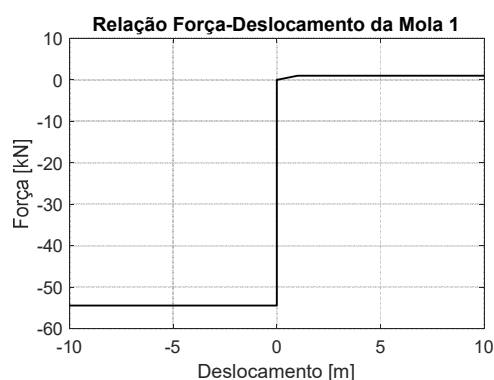


Fig. 6 – Curva da relação Força-Deslocamento exemplificativa

Nesta Figura, observa-se que quando o deslocamento relativo entre os nós ligados é positivo, correspondendo à situação em que a ligação está a ser esticada, a força transmitida por este elemento é quase zero, admitindo-se que não há coesão entre a superfície metálica da estaca e o solo. Quando o deslocamento relativo entre os nós ligados é negativo, correspondendo à situação em que a ligação está a ser comprimida, há uma transmissão imediata/integral de força, até se atingir a carga última determinada para este nível (neste caso 54 kN). Atingindo-se a carga última a ligação plastifica, o que significa que a transmissão de força fica truncada ao valor máximo calculado e que o deslocamento relativo poderá aumentar sem acréscimo de força transmitida.

Depois de terminada a modelação dos elementos não lineares de ligação entre a mono-estaca e o solo envolvente, foi obtido o modelo completo da turbina eólica fundada, tal como mostrado na Fig. 7.

As condições de fronteira adotadas no modelo foram:

- Encastramento na base do solo (limita qualquer deslocamento e rotação na base do modelo). Esta condição simula a existência de um firme rochoso na base do modelo;
- Apoios colocados em duas faces verticais opostas de maneira a serem impedidos os deslocamentos na vertical. Esta condição limita o movimento vertical do solo, forçando a que os modos de vibração/propagação sejam apenas aqueles associados à propagação vertical de ondas de corte (SH);
- Apoio que restringe a rotação da estaca ao longo do próprio eixo. Esta condição previne a existência de um mecanismo no modelo, não estando em estudo modos de deformação da mono-estaca que envolvam a sua torção.

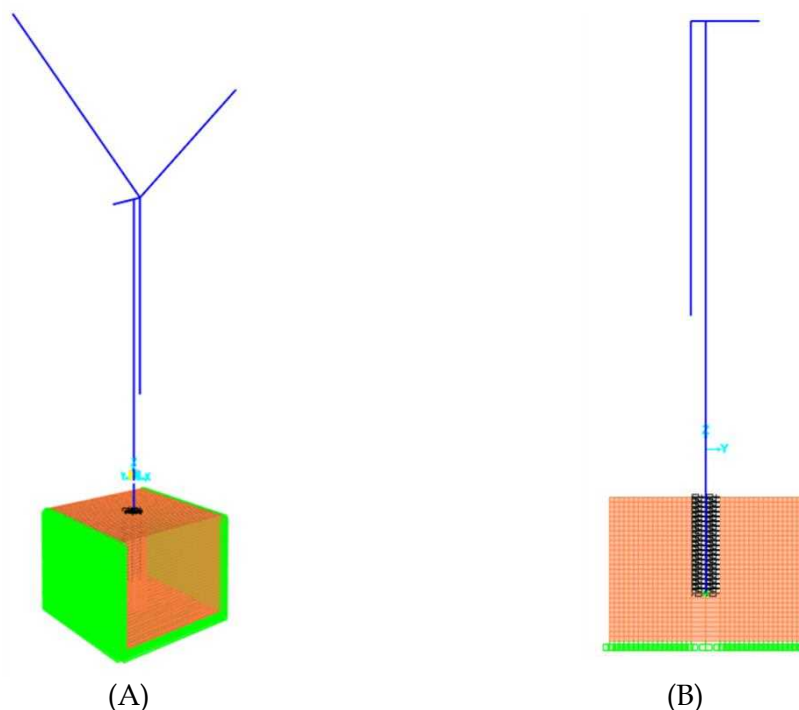


Fig. 7 – Modelo completo (turbina+solo) no SAP2000; (A) Vista 3D, (B) Plano YZ

### 3. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

Com recurso ao GeoPortal elaborado pelo LNEG, a localização escolhida para a turbina eólica modelada no presente trabalho foi Aveiro. A escolha teve por base o maior número de horas de funcionamento da turbina em capacidade máxima por ano (NEPS), sensivelmente entre 3200 a 3400 horas.

A informação disponível sobre a estratificação do fundo oceânico português é escassa. Neste trabalho optou-se por modelar o solo como uma camada homogénea de 30 m de altura sobre um firme rochoso, estudando-se dois casos: uma camada de areia de média resistência sem e com cascalho, cujos valores médios de módulo de elasticidade são 40 e 120 MPa, respetivamente. Pretende-se analisar se e como as condições de fundação influenciam o comportamento sísmico deste tipo de estruturas.

#### 3.1. Definição da ação sísmica

A análise da vulnerabilidade sísmica da turbina eólica de 5 MW por análises dinâmicas incrementais foi feita considerando sete cenários sísmicos reais e distintos. Estes sinais reais foram escalados de maneira a respeitar o espectro de resposta regulamentar para o caso de estudo definido. Foram considerados apenas espectros elásticos tipo 2. Estando a localização da turbina offshore numa distância inferior a 10 km da costa, condicionado pela batimetria local, assumiu-se a zona sísmica 2.4 do EC8, associada à cidade de Aveiro. Relativamente à classe de importância da turbina eólica, foi escolhida a classe III do EC8, uma vez que a turbina em causa representa um grande investimento financeiro e é ainda uma estrutura que desempenha um papel importante na infraestrutura energética nacional.

Os sete cenários sísmicos foram escolhidos da base de dados *Pacific Earthquake Engineering Research* (PEER). Os critérios adotados para a seleção dos mesmos

foram: (i) Distância epicentral inferior a 40 km; (ii) Magnitude compreendida entre 5.7 e 6.5. Posteriormente, com recurso ao programa *SeismoMatch*, os acelerogramas foram então escalados de maneira a respeitar o espectro de resposta regulamentar do tipo 2 definido no EC8. A Fig. 8 mostra os espectros de resposta selecionados e já escalados pelo programa *SeismoMatch*.

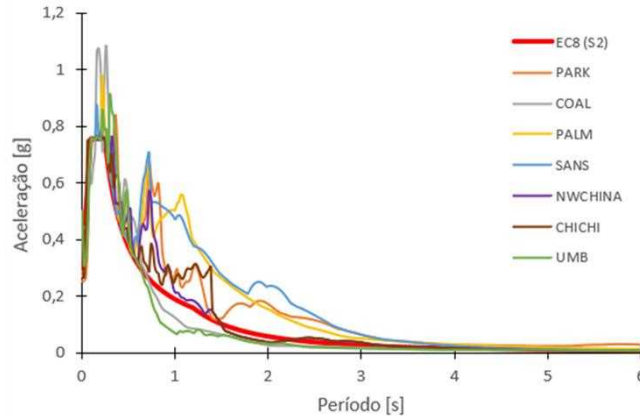


Fig. 8 – Espectros de resposta elásticos determinados dos acelerogramas escalados

Para a aplicação das ações sísmicas no SAP2000, considerou-se que as respetivas ações eram do tipo *time history*. A análise foi considerada como sendo não linear e a solução como sendo modal, o que no programa de cálculo automático se designa por *Nonlinear Modal History*.

Refere-se ainda que paralelamente à ação sísmica considerou-se a ação simultânea do vento e das ondas pela aplicação de cargas estáticas equivalentes. A ação do vento foi determinada com as indicações presentes no Eurocódigo 1 (vento na torre) e no relatório NREL (vento nas pás), definida para uma velocidade média anual de 7,0 m/s. A ação das ondas foi definida tendo como referencial a norma API 2A-WSD e admitindo um cenário de altura de onda de 2 m e de período de onda de 11 s.

### 3.2. Variabilidade Probabilística dos Parâmetros Chave

De modo a introduzir variabilidade nos modelos numéricos, contabilizando as incertezas físicas e mecânicas do solo, adotou-se uma distribuição probabilística para alguns parâmetros chave de acordo com o estipulado no *Probabilistic Model Code* desenvolvido pelo *Joint Committee on Structural Safety*. Os parâmetros escolhidos e a sua caracterização probabilística encontram-se sumariados na Tabela 3:

Tabela 3 - Caracterização probabilística dos parâmetros chave da areia sem/com cascalho.

Variável	Distribuição	Unidades	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade	Lognormal	MPa	40 / 120	6,2 / 23
Ângulo de atrito interno	Lognormal	Graus	33 / 38,5	6,6 / 7,7
Peso volúmico	Lognormal	kN/m <sup>3</sup>	20,5 / 21,5	2,05 / 2,15

Geraram-se um total de 100 amostras de valores para cada parâmetro / tipo de solo. A Fig. 9 mostra como exemplo a distribuição gerada para o parâmetro módulo de deformabilidade.



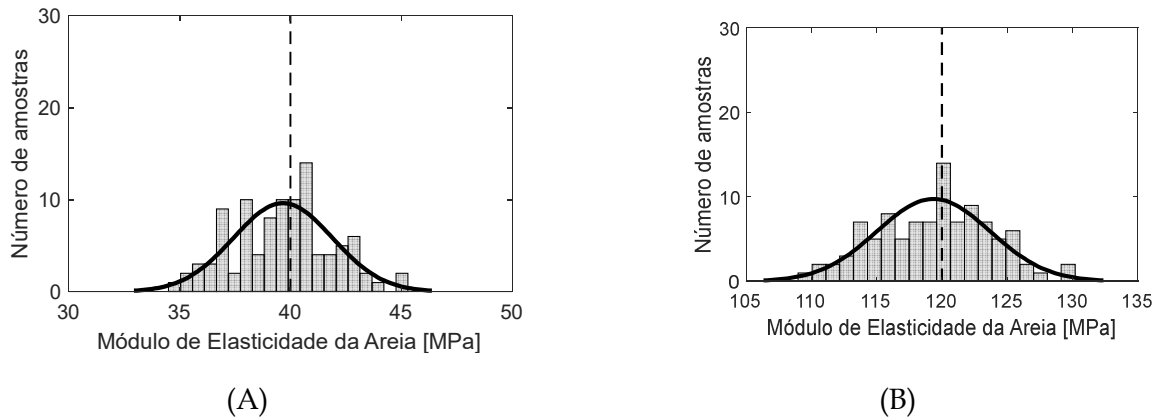


Fig. 9 – Distribuição probabilística para a areia média sem cascalho (A) e areia média com cascalho (B) do Módulo de elasticidade

### 3.3. Análise dinâmica incremental

Numa análise dinâmica incremental é necessário submeter os vários modelos numéricos a um conjunto de acelerogramas cujo PGA vai aumentando gradualmente desde a resposta em fase elástica 0,2g até ao valor que garante o colapso em mais de 50% dos modelos numéricos. No presente estudo, de modo a garantir essa condição, adotou-se o valor máximo de PGA igual a 2,0g. O passo incremental foi constante e igual a 0,2g. Desta forma, foram realizados 10 incrementos de PGA resultando por isso em 1000 análises não lineares por cada tipo de areia. Realça-se ainda que cada modelo numérico tem assim uma combinação única de valores dos parâmetros-chave para a caracterização do solo e uma das sete ações sísmicas escolhidas. As ações sísmicas, escolhidas de forma aleatória para cada modelo, foram aplicadas nas duas direções horizontais, tendo-se desprezado a contribuição da parcela vertical das mesmas.

Um aspeto determinante numa análise de vulnerabilidade é a definição dos casos de dano. Não sendo a definição dos estados de dano totalmente unânime, decidiu-se adotar parâmetros adaptados ao presente caso de estudo. Dessa forma definiu-se o primeiro nível de dano de acordo com a limitação imposta pela norma DNV [14] para a rotação máxima da base da turbina, na interface do solo, ser inferior a 0,25° contabilizando unicamente a parcela devida aos carregamentos externos [15]. O segundo nível de dano é caracterizado por se atingir uma altura de solo em cedência igual ao raio da mono-estaca utilizada, ou seja, 3 metros. Os danos três e quatro correspondem, respetivamente, a 85% e a 100% da tensão de cedência elástica da torre da turbina, uma secção de classe 4. A tabela 4 sumariza os estados de danos considerados neste trabalho.

Tabela 4 - Definição dos estados limite de dano.

Estado de dano - descrição	Limites
DS1 – Danos estruturais ligeiros	0,25° de rotação da base da turbina na interface do solo
DS2 – Danos estruturais moderados	Cedência do solo- 3 m de profundidade
DS3 – Danos estruturais extensos	85% da tensão de cedência
DS4 - Colapso	Tensão de cedência

### 3.4. Curvas de fragilidade

As curvas de fragilidade representam a probabilidade de se igualar ou exceder um determinado nível de dano associado a uma determinada intensidade sísmica, que neste caso está definida em termos da PGA. As Figs. 10 e 11 apresentam as curvas de fragilidade determinadas para os dois casos considerados, que resultaram da identificação dos danos atingidos em cada simulação numérica, em função da intensidade sísmica, e admitindo uma distribuição cumulativa logarítmica-normal.

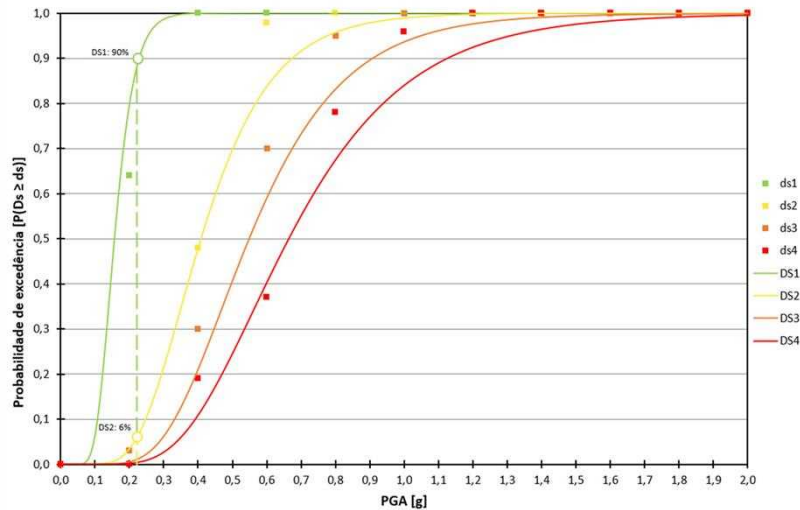


Fig. 10 – Curvas de fragilidade dos modelos com areia sem cascalho (solo brando).

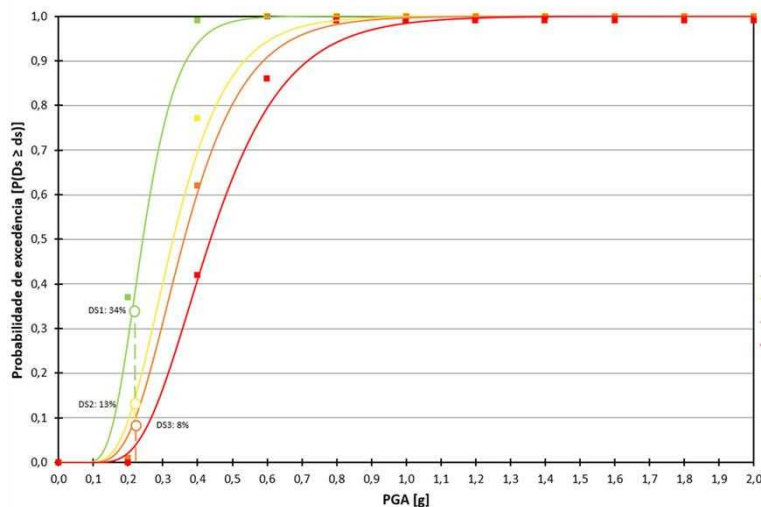


Fig. 11 – Curvas de fragilidade dos modelos com areia com cascalho (solo rijo)

## 4. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

As curvas de fragilidade mostram, em primeiro lugar, que o tipo de solo tem influência na vulnerabilidade sísmica destas estruturas. Concretamente, observa-se que relativamente ao nível de dano 1 a situação é pior para o solo brando, como era de esperar, mas relativamente aos restantes níveis de dano a situação inverte-se. Verifica-se que neste caso a fundação mais rígida vai induzir uma maior concentração de esforços na base da turbina, e como tal mais rapidamente (em função da intensidade sísmica) se atingem as tensões de cedência na secção.

O PGA de projeto calculado para a zona de Aveiro, zona sísmica 2.4 do EC8, foi de 0,21g. Este valor encontra-se assinalado nas curvas de fragilidade através de linhas tracejadas verticais. É possível constatar que para o PGA de projeto a probabilidade de ocorrer o primeiro nível de dano é bastante alta, particularmente no caso de areia sem cascalho (90%), e para o segundo estado de dano a probabilidade de excedência é bastante mais baixa (6 ou 13%). Constata-se ainda que para o PGA de projeto a probabilidade de ocorrência de danos de nível 3 ou 4 é quase nula. Verifica-se que estes níveis de dano apenas são atingidos com probabilidade significativa a partir de um PGA de 0,4g ou 0,5g, consoante o tipo de terreno considerado.

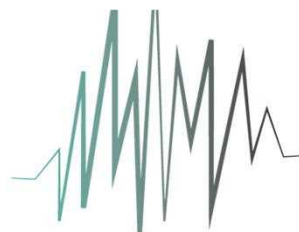
## 5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Professor Pedro Melo, pela partilha de informação relativa ao comportamento de estacas sob ações sísmicas e à Doutora Ana Filipa Amorim, pelos contactos facilitados com o Laboratório Nacional de Energia e Geologia (LNEG).

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Díaz H. and Guedes Soares C. (2020) Review of the current status, technology and future trends of offshore wind farms *Ocean Engineering*, 209, doi: 10.1016/j.oceaneng.2020.107381.
- [2] Nair A.M. and Varkey M. (2019) Seismic Analysis of Offshore Wind Turbine Foundations, *International Research Journal of Engineering and Technology*, 6(6).
- [3] WindEurope (2021), *Offshore Wind in Europe - Key trends and statistics 2020*, report, Editor: Rory O'Sullivan
- [4] European Wind Energy Association (2013) *Deep Water: The next step for offshore wind energy*, report available: [www.ewea.org/report/deep-water](http://www.ewea.org/report/deep-water)
- [5] Varghese R., Pakrashi V., Bhattacharya S. (2022) A Compendium of Formulae for Natural Frequencies of Offshore Wind Turbine Structures. *Energies*, 15, 2967. doi:org/10.3390/en15082967
- [6] Sousa D. (2023) *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de uma turbina eólica offshore fundada por uma mono-estaca na costa portuguesa*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
- [7] Jonkman J., Butterfield S., Musial W., and Scott G. (2009) *Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development*, National Renewable Energy Laboratory (NREL) report, doi:10.2172/947422.
- [8] Li Y., Castro A.M., Sinokrot T., Prescott W., and Carrica P.M. (2015) Coupled multi-body dynamics and CFD for wind turbine simulation including explicit wind turbulence, *Renew Energy*, vol. 76, 338–361, doi: 10.1016/j.renene.2014.11.014
- [9] American Petroleum Institute (2014) *API Recommended Practice 2A-WSD*, Online: [www.api.org/pubs](http://www.api.org/pubs)
- [10] Bhattacharya S. (2019) *Design of Foundations for Offshore Wind Turbines*. WILEY, ISBN: 978-1-119-12812-0
- [11] Kjølraug R. (2013) *Seismic Response of Wind Turbines*, NTNU - Norwegian University of Science and Technology, MSc thesis
- [12] Kuhlemeyer R.L. and Lysmer J. (1973) Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5)
- [13] Kramer S.L. (1996) *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice Hall, ISBN: 0-13-374943-6
- [14] DNV (2014) *Offshore Standard DNV-OS-J101: Design of Offshore Wind Turbine Structures*
- [15] Zuo H., Bi K., Hao H., Xin Y., Li J., and Li C. (2020) Fragility analyses of offshore wind turbines subjected to aerodynamic and sea wave loadings, *Renew Energy*, 160, 1269–1282, doi: 10.1016/j.renene.2020.07.066.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Reabilitação e  
reforço do património construído***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO DO TROÇO SUL DO CLAUSTRO DA SÉ DE LISBOA**

**FILIPE RIBEIRO**  
LNEC

**ALFREDO CAMPOS COSTA**  
LNEC

**ANÍBAL COSTA**  
Universidade de Aveiro

### **SUMÁRIO**

Neste artigo é apresentada a avaliação da segurança sísmica do troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa. Esta avaliação foi motivada pela interrupção, em 2020, da obra de recuperação e valorização iniciada em 2019, numa altura em que as estruturas portantes do troço sul estavam apenas parcialmente executadas. São determinados os períodos de retorno da ação sísmica que desencadeiam a ativação de diversos estados limites em três fases distintas da obra. A abordagem utilizada envolve a execução de análises pushover modais com modelo de elementos finitos que incorpora juntas não-lineares entre os elementos de alvenaria de pedra. Os resultados, incluindo os períodos de retorno e as correspondentes probabilidades anuais de excedência dos estados limites, são comparados com valores de referência provenientes de regulamentos modernos e da literatura especializada. Com base nessa avaliação, foi desenvolvida uma intervenção de reforço projetada para mitigar o risco nos elementos mais vulneráveis da estrutura.

### **ABSTRACT**

This paper presents the seismic safety assessment of the southern section of the cloister of Lisbon's Patriarchal Cathedral. This assessment was motivated by the interruption, in 2020, of the rehabilitation work started in 2019, at a time when the load-bearing structures of the southern section were only partially executed. The return periods of the seismic action that lead to the exceedance of various limit states in three different phases of the work are determined. The adopted methodology involves the development of modal pushover analyses with a finite element model that incorporates non-linear joints between the stone masonry elements. The results, including the return periods and the corresponding annual probabilities of exceedance of the limit states, are compared with reference values from modern regulations and specialized literature. Based on this assessment, a reinforcement intervention designed to mitigate the risk in the most vulnerable elements of the structure was developed.

**PALAVRAS-CHAVE:** Sé de Lisboa, Património histórico, alvenaria, risco sísmico, reforço estrutural, modelação numérica.

## 1. INTRODUÇÃO

Em 2012, foi firmado um protocolo entre o Cabido da Sé, a Câmara Municipal de Lisboa e a Direção Geral do Património Cultural – DGPC para a implementação de um projeto de Recuperação e Valorização da Sé Patriarcal de Lisboa. O projeto de arquitetura, desenvolvido pelo Arq.<sup>o</sup> Adalberto Dias, e o de estabilidade, a cargo da Gepectrofa, foi apresentado em 2014. O projeto abrangia a criação de um núcleo arqueológico e a restauração dos claustros inferior e superior da catedral, bem como do espaço museológico e da cripta arqueológica. Esta última contém ruínas romanas e islâmicas anteriores à construção do claustro, cujas escavações arqueológicas tiveram início nos anos 90 do século XX.

As obras iniciaram-se em março de 2018, sendo posteriormente interrompidas em setembro de 2020 para a adaptação do projeto de arquitetura. Essa modificação tinha como objetivo a integração das ruínas arqueológicas identificadas mais recentemente, em 2019, nos espaços visitáveis. Essa alteração acarretou mudanças no programa estabelecido, resultando em uma pausa na empreitada que se prolongou além do prazo inicialmente previsto. Na altura da interrupção, as estruturas portantes, especialmente as de contenção lateral, estavam apenas parcialmente concluídas (Figura 1), levantando preocupações sobre a vulnerabilidade sísmica do troço sul do claustro. Perante essa situação, a DGPC solicitou ao LNEC o desenvolvimento de um estudo sobre a vulnerabilidade sísmica dessa zona do claustro (LNEC, 2022).

Os períodos de retorno da ação sísmica que provocam a excedência de diversos estados limites da resposta das zonas críticas do troço sul do claustro, em particular, o muro sul e o arco de extremidade do claustro, são determinados em três fases distintas da obra: (1) na situação de interrupção; (2) na situação de conclusão da obra; e (3) com a implementação de reforços locais adicionais destas zonas. A abordagem utilizada envolve a definição probabilística da perigosidade sísmica específica para o local e a análise não-linear da segurança sísmica com o método do espectro de capacidade (*Capacity Spectrum Method - CSM*) (FEMA, 2005). Estas análises são desenvolvidas com modelos que incorporam juntas não-lineares entre os elementos de alvenaria de pedra. Os resultados, incluindo os períodos de retorno e as correspondentes probabilidades anuais de excedência dos estados limites, são comparados com valores de referência provenientes de regulamentos modernos e da literatura especializada.

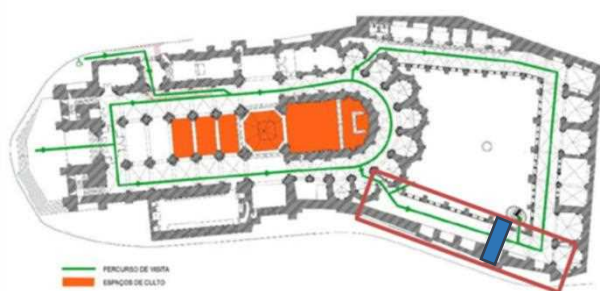


Figura 1 – Troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa (a vermelho na planta à esquerda) e do arco de extremidade (a azul); fotografia da contenção provisória do arco de extremidade na situação de interrupção da empreitada (direita) (Fonte: Gepectrofa)

As conclusões do estudo indicam que a estrutura do troço sul do claustro (Figura 1), nomeadamente o arco de extremidade do claustro e o muro sul, apresentavam uma vulnerabilidade sísmica excessiva na situação de interrupção da empreitada, recomendando-se a retoma dos trabalhos e a conclusão das obras. Não obstante, conclui-se também que os níveis de desempenho do arco de extremidade eram inferiores aos valores de referência considerados, em particular para o estado limite de

colapso iminente. Na sequência, foi desenvolvida pelo projetista uma solução de reforço do arco de extremidade, tendo essa solução revelado um efeito bastante benéfico para a segurança deste elemento, conduzindo a períodos de retorno da excedência dos estados limite muito superiores aos do caso sem reforço e acima, ou próximos, dos valores de referência adotados (LNEC, 2023), os quais correspondem a limites bastantes exigentes, normalmente impostos a novas construções (e não a monumentos históricos). Com efeito, a consideração de valores de referência para monumentos históricos deve ser encarada de um ponto de vista indicativo e devidamente ajustada às características específicas, à utilização e tipo de intervenção em análise.

## 2. METODOLOGIA

A metodologia aplicada neste estudo baseia-se na: (1) definição do comportamento não-linear da estrutura e dos estados limite da resposta (definidos na secção 3); (2) determinação dos pontos de desempenho, através da utilização do CSM, para um conjunto de espectros de resposta da ação sísmica definidos especificamente para a Sé de Lisboa, através de um estudo probabilístico da perigosidade sísmica; (3) determinação dos períodos de retorno, e probabilidade anual de excedência associada, referentes à intensidade da ação sísmica que conduzem à excedência dos estados limite definidos em (1). Os períodos de retorno assim calculados, associados à ocorrência de estados limite de fendilhação e de colapso iminente do muro sul e do arco extremo do claustro, são comparados com valores de referência baseados na regulamentação, nomeadamente na NP EN1998-3:2017 (IPQ, 2017), e sustentados pela literatura especializada em engenharia sísmica, permitindo a avaliação do nível de segurança da estrutura. Além disso, a comparação dos períodos de retorno associados à situação de interrupção da empreitada e à situação de conclusão da obra, permite avaliar o nível de segurança em ambas as situações e aferir do efeito da referida conclusão.

O espectro de capacidade é calculado neste estudo através de análises *pushover* modais, considerando as configurações de deformação associadas ao primeiro modo de vibração, tal como descrito na secção seguinte. Este tipo de análises constitui um método indicado quando a resposta dinâmica é condicionada por modo(s) claramente identificado(s) ou, alternativamente, quando se pretende avaliar um mecanismo de colapso (global ou local) correlacionado com um (ou mais) modo(s) de vibração.

O ponto de desempenho representa a intersecção do espectro de capacidade com o espectro de resposta referente à ação sísmica em análise para o mesmo nível de energia dissipada, isto é, para o mesmo nível de amortecimento. Como tal, é necessário um processo iterativo para determinar o ponto em que a curva de capacidade e o espectro de resposta se intersejam com igual nível de energia dissipada. Neste estudo utiliza-se a abordagem do FEMA-440 (2005).

Os pontos de desempenho são calculados para vários níveis de intensidade sísmica, i.e. vários espectros de resposta correspondentes a sismos com diferentes probabilidades de ocorrência (períodos de retorno). Neste estudo são considerados 23 níveis de intensidade sísmica. Representando agora os pontos de desempenho, em função do deslocamento espectral que os define e dos períodos de retorno da ação sísmica associada, obtemos a designada curva de causalidade, que se apresenta na Figura 2. Com base nestas curvas, é possível calcular o período de retorno da ação sísmica que conduz a qualquer deslocamento espectral. Em particular, é possível calcular os períodos de retorno dos estados limite, designados de  $T_{EL}$ , associados aos deslocamentos do topo do muro e à abertura total de fendas ao longo do arco de extremidade.



Neste estudo, a perigosidade sísmica na região da Sé de Lisboa é avaliada em termos de espectros de resposta em aceleração, para um amortecimento crítico de 5% e para várias probabilidades de excedência. A ação sísmica no local tem em consideração a influência das condições geológicas, sendo as características específicas do solo determinadas com base nas sondagens geotécnicas realizadas no âmbito da elaboração do projeto de execução da empreitada (Geocontrole, 2016). A campanha de ensaios incluiu a realização de três sondagens, duas delas ao longo do muro sul do claustro. Com base nesses ensaios, foi construída uma coluna de solo característica do local, cujos parâmetros principais (variáveis ao longo da coluna) são a velocidade de propagação das ondas sísmicas, a densidade e o índice de plasticidade.

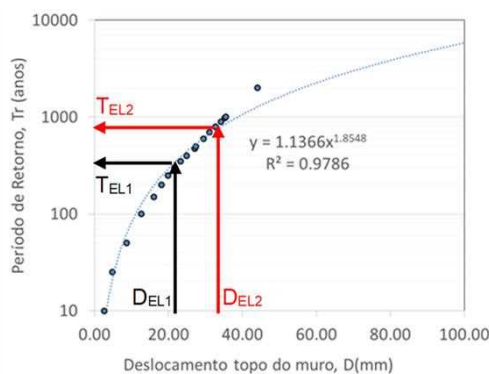


Figura 2 – Representação do procedimento de cálculo dos períodos de retorno associados aos estados limite da resposta estrutural do muro sul

Com base na coluna de solo construída para o local, a ação sísmica no substrato rochoso é propagada até à superfície com recurso a análise estocástica não-linear. Detalhes deste procedimento podem ser obtidos em Carvalho (2007). A propagação da ação sísmica na coluna de solo tem como efeito a amplificação das acelerações, agravando a ação sísmica a considerar na análise da estrutura.

### 3. COMPORTAMENTO DINÂMICO E DEFINIÇÃO DE ESTADOS LIMITE

O comportamento dinâmico global do troço sul do claustro foi analisado utilizando o modelo de elementos finitos desenvolvido em SAP2000 em duas situações distintas, definindo dois casos de análise: (i) caso 1, corresponde à situação aquando da interrupção da empreitada; e (ii) caso 2, corresponde à situação após a conclusão da empreitada. Na Figura 3 mostram-se os deslocamentos relativos à base do troço sul do claustro, associados ao primeiro modo de vibração da estrutura, para a situação de interrupção da empreitada (caso 1) e após a finalização da obra (caso 2), respetivamente. Nestas figuras, os deslocamentos para fora do plano encontram-se representados numa escala crescente de vermelho a azul. As frequências de vibração destes modos são de 4.31 Hz e 5.50 Hz para o caso 1 e caso 2, respetivamente. Além do primeiro modo de vibração, existem outros modos de vibração cuja vulnerabilidade foi analisada. Porém, devido à baixa participação relativa destes modos na resposta sísmica global, os mesmos consideram-se não condicionantes na verificação da segurança sísmica.

Na análise, baseada no primeiro modo de vibração, consideram-se dois mecanismos, correspondentes ao colapso para o interior ou para o exterior (sentido rua) do claustro. A situação condicionante para o colapso do muro, dada a geometria em “T” da secção transversal dos nembos, corresponde ao colapso para fora do claustro, conforme é usual neste tipo de mecanismos. Relativamente ao arco, a situação condicionante verificou-se estar também associada à deformação do muro para fora do claustro, correspondendo assim à abertura do mesmo.

A resposta da estrutura do claustro é estimada, em função da ocorrência de sismos de diferentes intensidades, para a verificação da excedência de dois estados limite (fendilhação e colapso iminente) para o muro sul do claustro (para fora do seu plano) e do arco extremo do claustro (no seu próprio plano).

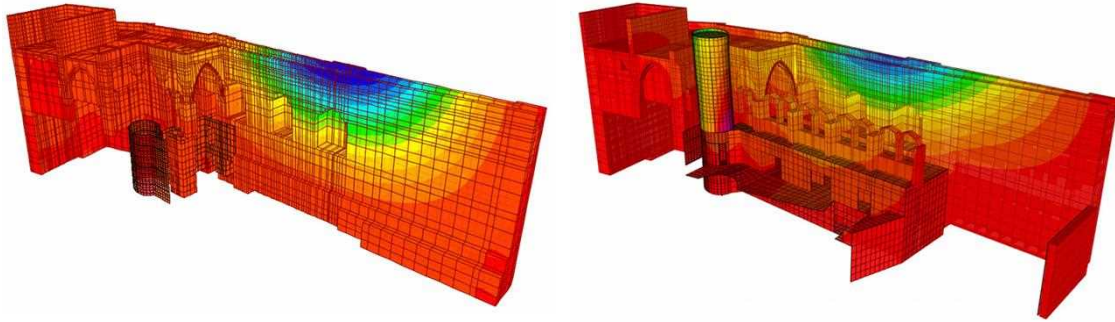


Figura 3 – Representação gráfica da deformada do muro e troço sul do claustro para a situação de interrupção da empreitada (caso 1) (esquerda) e após a finalização da obra (caso 2) (direita), para o primeiro modo de vibração

Relativamente ao **muro sul**, definem-se os seguintes estados limite:

- **Estado limite 1 (EL1)** – corresponde ao início da fendilhação no muro (estado limite de fendilhação) que se traduz numa perda de rigidez global da estrutura. A ocorrência deste estado limite obriga à realização de uma inspeção estrutural para avaliação da segurança e eventual necessidade de reforço.
- **Estado limite 2 (EL2)** – define-se pela abertura de uma fenda, ao longo da espessura total do muro, que conduz ao início da sua instabilização (estado limite de colapso iminente).

A variável de controlo é o *drift* do topo do muro (deslocamentos relativo entre o topo do muro e a secção de rotação da peça, dividida pela diferença de cota).

Relativamente ao **arco de extremidade**, os estados limite correspondem a:

- **Estado limite 1 (EL1)** – corresponde à formação da primeira rótula ao longo do comprimento do arco, associada à abertura de uma fenda de flexão, com uma profundidade de 0.25 m.
- **Estado limite 2 (EL2)** – corresponde à formação de um mecanismo; está associado ao aparecimento de três fendas de flexão, idênticas à descrita anteriormente, ao longo das secções transversais do arco.

No que concerne à análise do arco de extremidade, a variável de controlo das análises é a abertura total de fendas ao longo do arco, calculada como a soma de todas as fendas, ao longo do comprimento e da espessura do arco. Em conclusão, a avaliação da segurança de cada elemento crítico (muro sul/arco de extremidade) será feita tendo em consideração dois estados limite (EL1/EL2) e duas situações relativas ao estado da obra prevista (caso 1/caso 2).

Apesar da Sé de Lisboa, no seu todo, constituir um edifício patrimonial com um grau de importância elevado, considerou-se, com base no estado da arte da avaliação e mitigação do risco em património histórico, que seria demasiado exigente condicionar a sua verificação de segurança por *Objetivos de Desempenho Essencial* (semelhante a uma estrutura crítica), tal como definido no VISION 2000 (SEAOC, 1995). Assim, entendeu-se que a estrutura do troço sul do claustro da Sé de Lisboa deve satisfazer os critérios de aceitabilidade definidos por *Objetivos Básicos*, igualmente definidos no VISION 2000. Neste contexto, os estados limite da resposta, definidos acima, estão associados aos seguintes períodos de retorno de referência/objetivo ( $T_{EL,obj}$ ):

- **Estado limite 1** – corresponde a um estado limite de **fendilhação**, considerando-se que até este ponto não haverá necessidade de inspeção estrutural e, conseqüentemente, é garantida a operacionalidade. Como tal, está associado a um período de retorno de **72 anos**, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 1.4%.

- **Estado limite 2** - corresponde a uma situação de **colapso iminente**, caracterizado por fenómenos de instabilização mecânica da estrutura, com uma margem mínima para a ocorrência do colapso. Como tal, está associado a um período de retorno de **975 anos**, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 0.1%.

Estes valores estão alinhados com os critérios apresentados no Anexo Nacional da NP EN1998-3:2017, onde se especificam períodos de retorno de 73 e 975 anos para os estados limite de limitação de dano (DL) e de colapso iminente (NC), respetivamente. Ainda assim, salienta-se que a avaliação do desempenho de edifícios históricos deve reger-se por princípios de melhoria progressiva e intervenções de carácter reversível, no sentido de integrar as características do património e poder adaptar as soluções de mitigação do risco à evolução do conhecimento na área (Lagomarsino e Cattari, 2015).

## 4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

### 4.1. Considerações gerais

Foram desenvolvidos dois modelos para análise detalhada do comportamento não-linear do muro sul e do arco de extremidade do claustro. Nos modelos desenvolvidos, os blocos de alvenaria são considerados com as propriedades elásticas médias, estimadas com base nas indicações que o projetista recolheu dos ensaios de caracterização dos materiais realizados no local. Assim, o módulo de elasticidade da alvenaria é de 3.5 GPa, o peso volúmico de 18 kN/m<sup>3</sup> e a tensão máxima de compressão é de 3.0 MPa. Por outro lado, as juntas com comportamento não-linear são introduzidas nas zonas em que é expectável a formação de fendas de tração, reduzindo assim o custo computacional do modelo. Estas zonas são selecionadas com base na análise de tensões obtidas na análise modal (linear) da estrutura. Estas juntas são caracterizadas por um comportamento frágil, com resistência igual à da alvenaria quando sujeitas a tensões de compressão e com resistência residual quando sujeitas a tensões de tração.

### 4.2. Análise do muro sul

Para análise do comportamento não-linear do muro sul, foram desenvolvidos dois modelos, para análise do caso 1 e do caso 2, que correspondem ao troço crítico do muro, incluindo a totalidade do nembro e metade da largura dos nichos adjacentes. Os modelos incluem as seguintes componentes:

- Nas secções críticas são adicionadas molas sem resistência à tração, para simular a junta que une as fiadas de alvenaria. Estas molas permitem simular a abertura das fendas nas secções críticas.
- No topo do muro são adicionadas molas elasto-plásticas para simular a rigidez transversal do muro (efeito de continuidade).
- Molas elásticas para simular a nova estrutura de betão armado a construir (apenas no modelo do caso 2).

A secção crítica corresponde, no caso 1, à secção da base do muro. Por outro lado, no caso 2, a secção crítica é a secção imediatamente acima da estrutura de betão armado a construir. A posição das secções críticas é comprovada pela análise das tensões elásticas, que pode ser consultada em LNEC (2022).

A rigidez das molas elasto-plásticas que simulam o efeito de continuidade do muro foi calibrada para que a frequência de vibração do modelo simplificado do caso 1 igualasse a frequência do modo corresponde do modelo completo. O limite elástico das molas é atingido no instante em que a secção crítica do muro se encontra completamente fendilhada. Assim, depois da fenda na secção crítica atingir a espessura total do muro,

considera-se que as molas que simulam o efeito de continuidade entram no patamar plástico para representar a perda de resistência das restantes secções do muro. É de salientar que a consideração destas molas com comportamento elástico até à fendilhação total da secção crítica sobrestima a capacidade resistente do muro. Com efeito, o verdadeiro mecanismo de colapso de uma parede de alvenaria para fora do seu plano corresponde, habitualmente, a um trapézio, cuja base maior se encontra no topo do muro (LNEC, 2022), que só seria possível de simular numericamente com a introdução generalizada de não-linearidades ao longo do muro.

Na Figura 4 apresentam-se os modelos simplificados associados ao caso 1 e ao caso 2. Estes modelos têm uma frequência de vibração de 4.37 Hz e 5.45 Hz, respetivamente. Frequências estas que são semelhantes às frequências de vibração do primeiro modo dos modelos completos de cada caso, que são de 4.31 Hz e 5.50 Hz, respetivamente. Na Figura 5 apresentam-se as curvas de capacidade, que relacionam a variável de controlo (*drift* do topo do muro) com o nível de intensidade sísmica (neste caso, a aceleração espectral do primeiro modo de vibração), do muro sul no caso 1 e caso 2. Na figura, indicam-se os estados limite, definidos para ambos os casos. Verificou-se que, para estes valores de *drift*, não ocorrem fenómenos de esmagamento da alvenaria. Com efeito, as tensões na alvenaria não ultrapassam os 2.0 MPa, valor que se considera aceitável face à resistência à compressão da alvenaria do muro. Assim, é expectável que o colapso do muro ocorra por derrube devido a deformação excessiva.

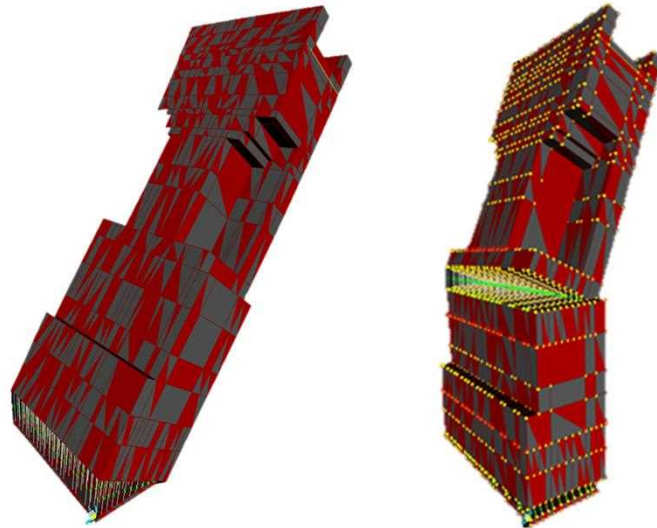


Figura 4 – Modelo simplificado do muro sul: deformada no momento de abertura total da fenda no caso 1 (esquerda); deformada no momento de abertura total da fenda no caso 2 (direita)

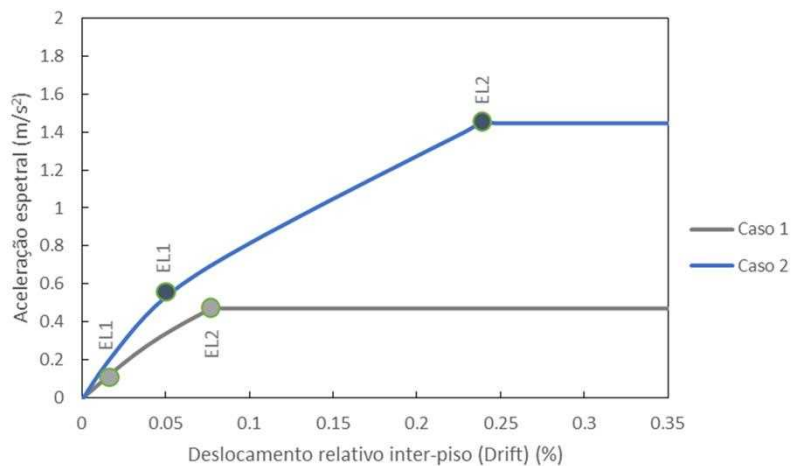


Figura 5 – Curvas de capacidade do muro sul no caso 1 e caso 2

### 4.3. Análise do arco de extremidade

Para análise do comportamento não-linear do arco de extremidade, foram desenvolvidos outros dois modelos, para análise do caso 1 e do caso 2, que se baseiam na introdução de molas elásticas, sem resistência à tração, nas juntas do arco de extremidade do claustro, no modelo global do troço sul do claustro (secção 3). Na Figura 6 encontra-se uma imagem do modelo de análise, referente ao caso 2, assim como uma imagem referente ao pós-processamento dos resultados, executado em MATLAB v.2013b (2013), que permite a visualização gráfica das fendas (a vermelho) no arco de extremidade para cada passo da análise *pushover*.

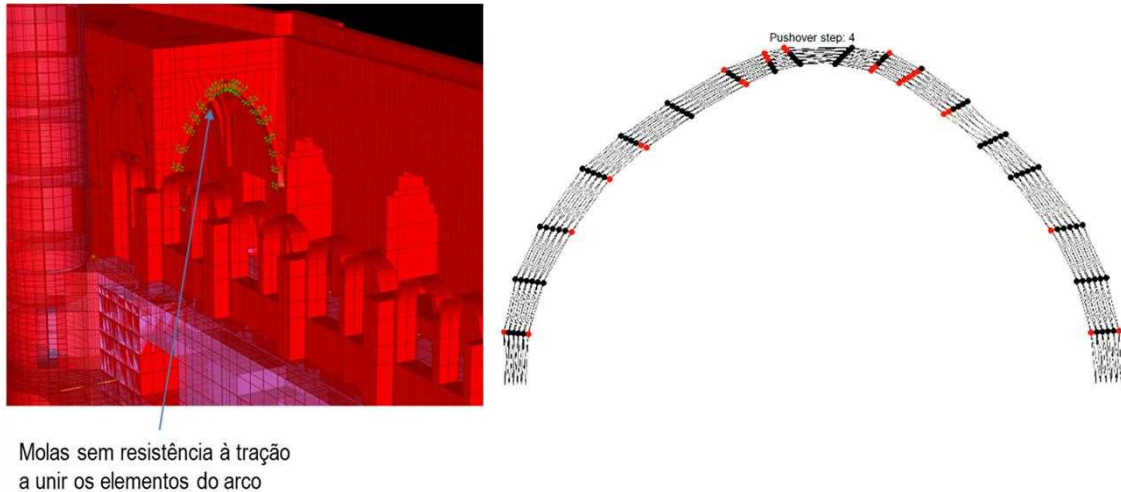


Figura 6 – Modelo de análise não-linear do comportamento das juntas do arco de extremidade (esq.); representação gráfica das fendas (a vermelho) no arco de extremidade para o passo 4 da análise *pushover* (dir.)

O comportamento global da estrutura é controlado pelo comportamento não-linear do muro. Assim sendo, a curva de capacidade da estrutura (Figura 5) é válida para representar o comportamento global para o caso do muro e para o caso do arco de extremidade. Com efeito, o colapso do arco de extremidade corresponde a um mecanismo local, associado ao mesmo modo global em que ocorre o colapso do muro. Não obstante, para a avaliação do arco de extremidade é necessário proceder à transformação de variáveis, relacionando a abertura total de fendas com o *drift* no topo do muro, de forma a definir a curva de capacidade no formato abertura de fendas ao longo do arco vs. aceleração espectral. Na Tabela 1 encontram-se indicados os valores do *drift* associados aos estados limite de resposta do arco de extremidade.

Tabela 1 – Valores dos *drifts* no topo do muro para os estados limite do arco de extremidade

Caso	EL1 (Fendilhação)	EL2 (Colapso iminente)
Caso 1 (situação de interrupção da empreitada)	0.04 %	0.06 %
Caso 2 (obra completa)	0.08 %	0.10 %

### 4.4. Períodos de retorno dos estados limite

Os valores dos *drifts* associados aos estados limite da resposta do muro sul e do arco de extremidade do claustro permitem a determinação dos seus períodos de retorno, e correspondentes probabilidades anuais de excedência. Tal como referido na secção 2, este cálculo é feito através da curva de causalidade, que resulta da regressão aplicada aos pontos de desempenho, estimados com base no CSM e na ação sísmica definida

especificamente para a Sé de Lisboa. Os períodos de retorno assim calculados são comparados com valores de referência ( $T_{EL,obj}$ ), apresentados na secção 3. Na Tabela 2 são apresentados os períodos de retorno e probabilidades anuais de excedência dos estados limite da resposta da estrutura, para o caso de interrupção da empreitada (caso 1) e para o caso de conclusão da obra (caso 2).

A conclusão das obras previstas no projeto de estruturas conduz a um aumento da segurança sísmica, reduzindo significativamente a probabilidade de excedência dos dois estados limite considerados, em cerca de 44% e 34% para o caso do arco de extremidade do claustro e em cerca de 81% e 91% para o caso do muro. Os níveis de desempenho que se estima virem a ser atingidos no caso de conclusão das obras, no que concerne ao muro, são satisfatórios face aos valores de referência considerados. No que respeita ao arco, embora o aumento da segurança estimado seja significativo, os valores em questão são ainda baixos face aos valores de referência, em particular para o estado limite de colapso iminente.

Na situação de interrupção da empreitada e para o estado limite de colapso iminente, a segurança é condicionada pela formação do mecanismo de deformação excessiva e rutura por flexão do arco extremo do claustro. Este efeito é muito agravado pela falta de apoio lateral do pilar interior de suporte do arco, que no caso da estrutura na sua situação de interrupção da empreitada é particularmente relevante. A probabilidade anual de excedência é de 1.6%, valor este que se considerou elevado no contexto de verificação do desempenho sísmico. O estado limite de colapso do muro sul tem uma probabilidade anual de excedência de 1.1%, valor que também se considerou elevado.

Tabela 2 – Períodos de retorno e probabilidades anuais de excedência dos estados limite da resposta da estrutura

Estado limite	Elemento crítico	Caso	Período de retorno (anos)	Probabilidade anual de excedência ( $\times 10^{-2}$ )	Redução da probabilidade com a obra completa (%)
EL1 - Fendilhação	Arco	Caso 1	28	3.6	44
		Caso 2	50	2.0	
	Muro	Caso 1	13	7.7	81
		Caso 2	68	1.5	
EL2 - Colapso iminente	Arco	Caso 1	62	1.6	34
		Caso 2	94	1.1	
	Muro	Caso 1	91	1.1	91
		Caso 2	1014	0.1	

Notas:

$T_{EL,obj}$

- Caso 1 - Situação de interrupção da empreitada; Caso 2 - Obra completa.

- A dimensão das barras horizontais é proporcional ao período de retorno de referência/objetivo de cada estado limite, o qual se representa a traço interrompido.

## 5. REFORÇO DOS ARCOS E DO MURO SUL DO CLAUSTRO

Ainda que o colapso do arco de extremidade do troço sul do claustro corresponda a um colapso local, tendo em conta a vulnerabilidade específica deste elemento e do possível colapso progressivo das abóbadas adjacentes do claustro, foi recomendado o desenvolvimento de uma solução de reforço adicional que visasse reduzir o risco em

que este elemento se encontra (LNEC, 2022). A eficácia do reforço preconizado pelo projetista na redução da sua vulnerabilidade sísmica é aferida através da comparação dos períodos de retorno da ação sísmica que conduzem à excedência dos dois estados limite (fendilhação e colapso iminente) do arco, nas situações de execução do reforço e sem a execução do mesmo (LNEC, 2023). Esta última situação (não execução do reforço – na situação de conclusão da empreitada) corresponde ao caso 2, cujos resultados foram analisados na secção anterior.

O reforço local preconizado pelo projetista assenta em: (i) execução de reboco armado para revestir a face interior do muro sul e a face visível da parede de extremidade do claustro à base de cal hidráulica (NHL 3.5), com malha de fibra de vidro VIPLAS 275 e conectores em malha de 50x50 (cm); (ii) colocação de chapa metálica em L no intradorso do arco, com secção transversal com dimensões 300x300x10 (mm) e comprimento igual ao comprimento interior do arco, a revestir as pedras do mesmo (Figura 7a), e fixa à estrutura através de pernos com diâmetro de 12 mm e comprimento de 200 mm; e (iii) colocação de tirante metálico, constituído por barra roscada Dywidag de 40 mm de diâmetro, ancorada no exterior do muro sul e no interior do claustro. Após a realização do estudo, a solução de atirantamento dos arcos foi alterada, com colocação de cantoneiras metálicas (Figura 7b), evitando assim a fixação das barras roscadas na estrutura de alvenaria do muro sul.

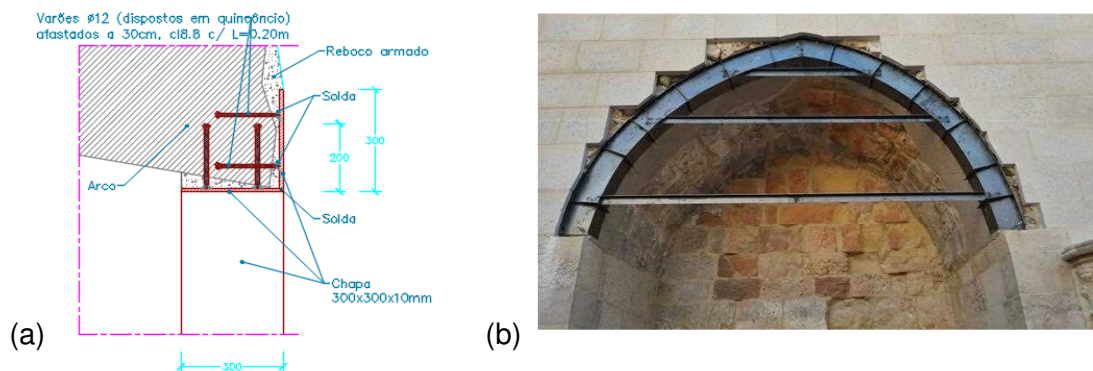


Figura 7 – (a) Ligação da chapa em L nas pedras do arco de extremidade (Fonte: Gepectrofa); (b) Reforço local adicional dos arcos do troço sul do claustro (Fonte: Pretensa Lda.)

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos não-linear, específico para a análise do comportamento do arco de extremidade reforçado no seu plano. À semelhança do anterior modelo (secção 4), este modelo simula as juntas entre os elementos da alvenaria de pedra (modelados com elementos sólidos) através de elementos de junta não-lineares. Além destes, foram também introduzidos elementos de junta não-lineares em todo o plano do arco (e não apenas nas juntas das pedras do arco).

O reforço com reboco armado (aplicado numa das faces das paredes) é modelado com elementos de placa unidos através de elementos de junta não-lineares (Figura 8) com propriedades adotadas na sequência de trabalhos de investigação desenvolvidos no LNEC (Marques et al., 2020). Os elementos que simulam o reboco são ligados à base (pedra) através de elementos de junta rígidos, simulando assim uma ligação com aderência perfeita. Na Figura 8 inclui-se um pormenor da modelação do reboco armado através de elementos de placa (a roxo) sobre os elementos de alvenaria de pedra (a vermelho), devidamente compatibilizados através de 12 elementos de junta em cada vértice dos elementos anteriores. Verificou-se que o reforço introduz uma maior rigidez, traduzida pelo aumento da frequência de vibração do arco (4,99 Hz sem reforço e 5,94 Hz com reforço), e uma maior resistência, evidente nas alterações registadas nas curvas de capacidade, obtidas através de análises *pushover* do arco (LNEC, 2023).

Esta técnica de reforço permitiu controlar melhor a abertura de fendas, comparativamente à situação sem reforço, conduzindo assim a ganhos em resistência

e rigidez associados a uma maior exploração da capacidade resistente da alvenaria. Como consequência, os períodos de retorno da ação sísmica registaram aumentos significativos, tal como se indica na Tabela 3, de 50 para 268 anos e de 94 para 918 anos para os estados limite 1 e 2, respetivamente. Estes aumentos representam um acréscimo de segurança muito significativo relativamente ao caso 2 (conclusão da obra), no qual não tinha sido considerado este reforço local do arco. Além disso, a segurança que se obtém é muito superior àquela que se obteve para o caso 1 (situação de interrupção da empreitada), cujos períodos de retorno eram de 28 e 62 anos para os estados limite 1 e 2, respetivamente.

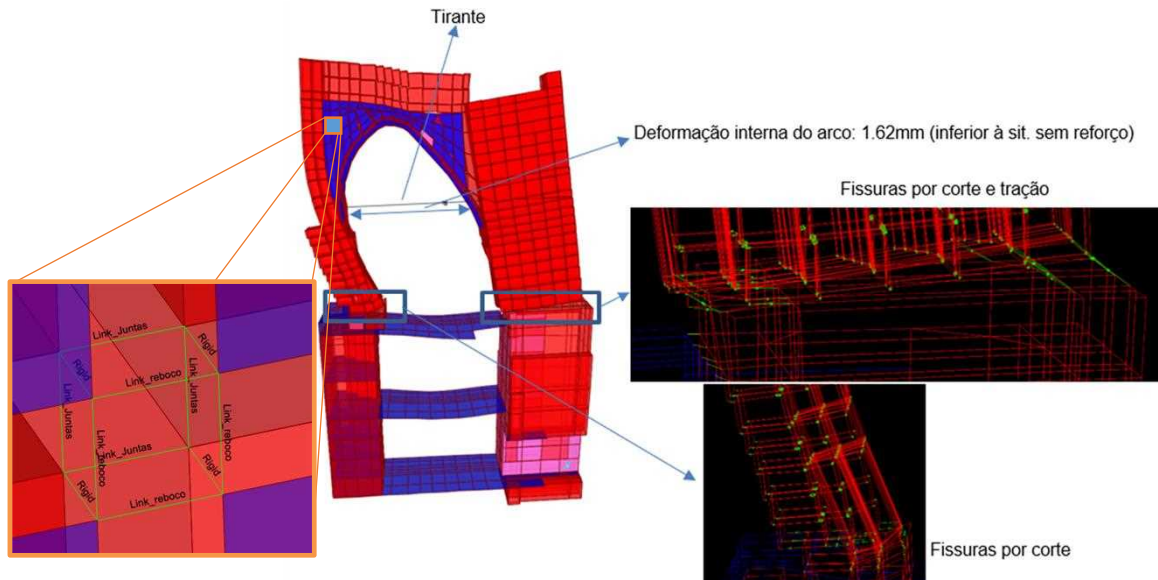


Figura 8 – Configuração deformada do modelo do arco (fator de ampliação: 300), com o reforço implementado, para um deslocamento do topo de cerca de 7.3 mm

Tabela 3 – Períodos de retorno associados aos estados limite do arco de extremidade após conclusão da empreitada (caso 2), com e sem execução do reforço local do arco de extremidade

Situação	Estado limite	
	EL1 - Fendilhação	EL2 – Colapso iminente
<i>Caso 2 – sem reforço</i>	50 anos	94 anos
<b><i>Caso 2 – com reforço</i></b>	<b>268 anos</b>	<b>918 anos</b>
<i>Valor de referência (NP EN 1998-3)</i>	72 anos	975 anos

## 6. CONCLUSÕES

Este estudo aborda a estabilidade estrutural do troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa, considerando a situação ocorrida de interrupção da empreitada e após a finalização das obras, considerando a ocorrência de sismos com diferentes intensidades.

A análise da resposta estrutural do troço sul do claustro, nomeadamente do muro sul e do arco de extremidade, considerados os elementos mais vulneráveis, teve como objetivo a determinação dos períodos de retorno, e respetivas probabilidades anuais de excedência, de dois estados limite da resposta estrutural, associados à fendilhação e colapso iminente. Constatou-se que a conclusão das obras delineadas no projeto estrutural proporciona a contenção lateral do arco de extremidade e do muro sul do claustro, o que resulta num aumento significativo da segurança sísmica, reduzindo a



probabilidade de atingir os dois estados limite em aproximadamente 44% e 34% para o caso do arco, e cerca de 81% e 91% para o caso do muro. Ainda assim, o nível de segurança estimado para o arco de extremidade foi considerado baixo, tendo sido concebida uma solução de reforço para esse elemento, estendendo-se também ao restante muro sul. Este reforço local tem um efeito positivo na segurança do arco, resultando em períodos de retorno dos estados limite significativamente superiores em comparação com o caso sem reforço. Estes períodos de retorno situam-se acima ou próximos dos valores objetivo adotados.

Ao avaliar globalmente os resultados apresentados neste estudo em relação à segurança sísmica do troço sul do claustro da Sé de Lisboa, conclui-se que a empreitada realizada, juntamente com o reforço local proposto para o arco de extremidade, contribuiu para a mitigação do risco de fendilhação e colapso da estrutura. Com efeito, observa-se um aumento substancial na segurança sísmica em comparação com a situação anterior ao início da empreitada.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Direção Geral do Património Cultural – DGPC. Os autores agradecem também à Dra. Alexandra Carvalho e à Dra. Anabela Martins, do LNEC, pela elaboração do estudo de perigosidade sísmica.

## 8. REFERÊNCIAS

- LNEC (2022). Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Troço Sul do Claustro da Sé Patriarcal de Lisboa. LNEC - Proc. 0305/1201/22975. Relatório 124/2022 – DE/NESDE.
- LNEC (2023). Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Troço Sul do Claustro da Sé Patriarcal de Lisboa - Avaliação da eficácia de um reforço local do arco de extremidade. LNEC - Proc. 0305/1201/22975. Relatório 111/2023 – DE/NESDE.
- FEMA (2005). FEMA-440 – Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA.
- IPQ (2017). NP EN 1998-3:2017: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
- Lagomarsino, S., Cattari, S. (2015). PERPETUATE: guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 13–47.
- IPQ (2010). NP EN 1998-1:2010: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
- Geocontrolo (2016). Sé de Lisboa – Estudo geológico-geotécnico. Proc. 39815. Memória Descritiva e Justificativa e Anexos.
- Carvalho, A. (2007). Modelação Estocástica da Acção Sísmica em Portugal Continental. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- CEN (2024). prEN1998-5:2024: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. ISO/CEN European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- SEAOC (1995). Vision 2000 – Part 1. Performance based seismic engineering of buildings. California Office of Emergency Services. Final report. Structural Engineers Association of California – Vision 2000 Committee.
- MATLAB (2013). Matrix Laboratory, v.2013b. The MathWorks, Inc.
- Marques, A., Veiga, R., Candeias, P., Ferreira, J. (2020). Revestimentos armados como solução de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 13, pp. 25-36.

## **EFFECT OF TEST SETUP ON THE TENSILE BEHAVIOR OF TEXTILE- REINFORCED MORTAR**

**NIMA AZIMI**  
PhD student  
University of Minho

**DANIEL V. OLIVEIRA**  
Associate Professor  
University of Minho

**PAULO B. LOURENÇO**  
Full Professor  
University of Minho

### **ABSTRACT**

Textile-reinforced mortar (TRM) systems have become a popular solution for strengthening existing masonry structures and cultural heritage sites. Given the vulnerability of masonry structures especially against earthquakes, the TRM strengthening method may be considered a reliable source for rehabilitating these structures. The increasing demand for the application of this system necessitates a comprehensive study of various aspects of its material properties. Among these parameters, the tensile behavior of TRM plays a key role in determining its mechanical properties. This study exclusively focuses on assessing the influence of test setups on TRM tensile properties. By employing two setups for recording tensile properties, the emphasis is placed on two configurations: one based on direct textile gripping and the other on clamping the mortar. Additionally, to reinforce the findings, two different meshes, namely glass and steel textiles, were utilized in this study. Finally, a thorough discussion is presented to provide recommendations for the most suitable testing setup.

**Keywords:** Textile reinforced mortar; TRM; Tensile testing; Mechanical properties.

## 1. INTRODUCTION

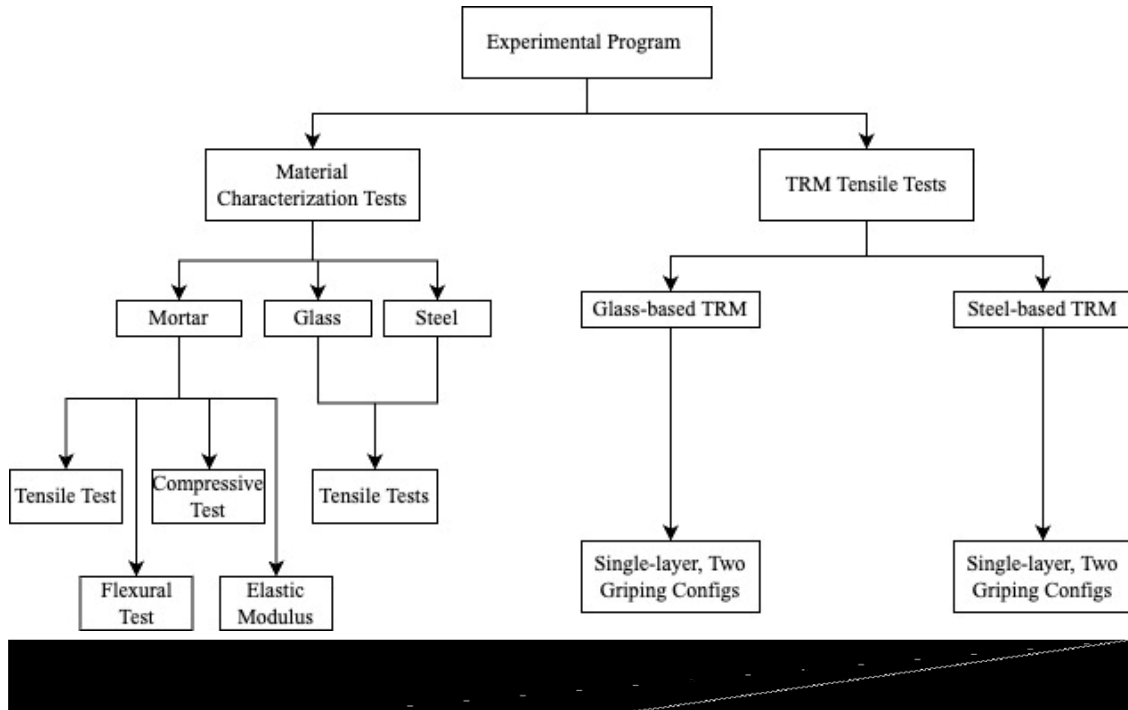
Masonry structures are primarily composites consisting of mortar and masonry units. Many such structures still exist across Europe, particularly in Portugal. Previous studies have highlighted the vulnerability of most of these structures to earthquakes. Strengthening ancient buildings and structures to enhance their mechanical performance and reduce environmental impacts associated with new construction is gaining increasing attention worldwide [1]. Textile-reinforced mortar (TRM) is a composite material formed from textiles with enhanced mechanical properties, typically constructed from glass, steel, basalt, PBO, carbon, or even natural fibers, and incorporated into an inorganic cement or lime-based mortar [2–5]. In the literature, TRM systems are also designated as FRCM (fabric-reinforced cementitious matrix), TRC (Textile-Reinforced Concrete), and SRG (Steel-Reinforced Grout) [6,7]. Recently, substantial interest has been generated by TRM composites in the strengthening of existing masonry and concrete structures to boost their mechanical performance and mitigate environmental effects [1,8].

The effectiveness of the TRM system is influenced by fiber-to-mortar and TRM-to-substrate bond behavior, along with its mechanical behavior (tensile and flexural performance) [9,10]. Despite extensive studies on material properties, textile configurations, and mortar types, knowledge regarding the tensile properties of these materials is still considered incomplete [11]. Multilayer TRMs, an option explored when single-layer capacity is deemed insufficient, are found to be deserving of further investigation due to issues such as fiber slippage and composite strip detachment [2,3,12].

In this study, recent research on the test setup related to TRM tensile behavior is being built upon, where existing setups, standards, and recommendations are being compared [13–15]. Considering limitations in popular testing methods like clamping grip and clevis grip mechanisms, efforts are being made to address issues such as long overlapping lengths and specimen crushing at the gripping area [3,16,17]. To enhance the clamping grip test setup, solutions such as freedom in torsional rotation, the utilization of rubber sheets, and the strengthening of the clamping area with FRP sheets are being explored [18]. This study aims to contribute valuable insights into improving the understanding of TRM tensile behavior, addressing challenges in existing methodologies, and suggesting potential enhancements for accurate characterization.

## 2. EXPERIMENTAL PROGRAM

The experimental phase involved conducting direct tensile tests on TRM coupons made from commercial steel and glass fabrics. Different tensile test setups were considered for the present investigation. This section provides a comprehensive overview of the materials, specimen preparation, and test methods. Refer to Figure 1 for further details.



## 2.1. Material

The composite specimens were composed of either steel cords or glass fabric as the fabric and a commercial hydraulic lime-based mortar as the matrix. Alkali-resistant glass fabric in a bidirectional arrangement and a unidirectional steel mesh were used as the reinforcing materials. The glass fabric featured yarns with an area per unit width of 35 mm<sup>2</sup>/m in both directions, a mesh size of 25 mm × 25 mm, and a total weight of 250 gr/m<sup>2</sup>. The steel mesh consisted of ultra-high-strength unidirectional galvanized steel cords with a cross-sectional area of 0.538 mm<sup>2</sup> (one cord), 1.57 cords/cm, and a density of 670 g/m<sup>2</sup>. All specimens underwent the same curing procedure, including material characterization and tensile tests. After demolding three days post-casting, the specimens were cured under wet cloth and plastic for the initial seven days, followed by storage in environmental lab conditions (20°C and 70% RH) for an additional 83 days before testing.

## 2.2. Material Characterization tests

The flexural and compressive strength, along with the elastic modulus of the mortar, were determined following standards EN 1015-11 [19], ASTM C109 [20], and EN 12,390-13 [21]. The assessments utilized prismatic (40×40×160 mm<sup>3</sup>), cubic (50×50×50 mm<sup>3</sup>), and cylindrical (φ70×150 mm<sup>2</sup>) specimens. Six samples were produced and tested for each test type. Material characterization tests were conducted using a 50 kN capacity hydraulic jack. Flexural and compressive strengths were assessed under force-control conditions (10 and 150 N/s, respectively). Deformation measurements at the middle third of the specimens were recorded using three LVDTs with a 5 mm range for the elastic modulus determination.

## 2.3. TRM tensile testing

Prismatic TRM composites underwent direct monotonic tensile tests, employing two different configurations. The tensile load was applied directly to either the textile or the mortar, defining two distinct setups. Specimens, with dimensions of 600 mm in length

and 70 mm in width, were cast and stored at a room temperature of  $15^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  and a relative humidity of  $65\% \pm 10\%$ . Curing conditions, consistent with those outlined in [3], were maintained for 90 days. A total of 24 specimens, categorized into four different groups, were prepared and tested to investigate the impact of the test setup on the tensile behavior of the composite.

### 2.3.1. Gripping Configuration

Two main test setups for the tensile behavior of TRMs have been scrutinized. These configurations were defined by applying the load directly to the textile and the mortar (MF and TR) to compare these two approaches. The adopted setups are depicted in Figure 2.



In the MF configuration, both ends of the mortarless mesh and the initial 5 mm of mortar underwent impregnation with a commercial epoxy resin, akin to the approach in [3] (see Figure 2a). This treatment caused the mortarless fabrics to develop into a relatively rigid structure, enhancing the overall continuity of the composite in this region and ensuring a more uniform stress distribution across the remaining length. In this arrangement, only the central 350 mm were subjected to mortaring. The second configuration, denoted as TR, involved applying the load directly to the mortar (Figure 2b), following the recommendation in [18]. In this setup, 600 mm long specimens were created, with 125 mm on each side utilized for gripping. Tests for both configurations employed a comparable clamping grip with a mechanical gripping system. While the direct application of resin on textiles presents advantages such as improved continuity and stress distribution, it is essential to acknowledge associated challenges, including potential stiffness variations and complexities in resin impregnation.

The notation for tensile specimens followed the format  $S\_T\_L\_TH\_R$ , where "S" represents the type of setup (specifically "MF" for textile direct loading, and "TR" for direct mortar load). "T" indicates the type of textile used (either glass or steel, denoted as G and S, respectively), "L" signifies the number of layers of textiles (in this case, one), and "TH" refers to the mortar thickness (set at 10 mm). For instance, the specimen labeled MF\_G\_1L\_10 is constructed with glass textile, follows the MF setup, incorporates a single textile layer, and has a mortar thickness of 10 mm. Comprehensive details for all specimen groups are provided in Table 1.

Table 1 Detailed specification of test setups

Group name	Specimen name	Type of fiber	TRM thickness [mm]	Mortar length [mm]	Number of textile layers	Gripping type
GP1	MF_S_1L_10	Steel	10	350	1	MF
GP2	TR_S_1L_10	Steel	10	600	1	TR
GP3	MF_G_1L_10	Glass	10	350	1	MF
GP4	TR_G_1L_10	Glass	10	600	1	TR

### 2.3.2. Testing procedure

Five days before conducting the specimen tests, steel or aluminum plates were affixed with resin to both extremities of the specimens—either to the textiles or the mortar. This was done to ensure a more uniform stress distribution and prevent any potential sliding of specimens at the gripping areas. The tests were carried out under a displacement control condition, employing a displacement rate of 0.005 mm/s [3], facilitated by a hydraulic actuator with a capacity of 50 kN. The stop criteria for testing were either reaching a crosshead displacement of 20 mm or a significant load drop accompanied by the visible failure of yarn(s). Two mechanical clamps were employed to grip the specimens at their extremities. To record relative displacements, two LVDTs with a range of 20 mm were positioned on the left and right edges of the specimens. The test results are presented in terms of stress-strain curves in section 3. The strain was calculated by dividing the average value of the displacements recorded by the two lateral LVDTs by their base length, while stress was determined based on the fabric cross-section area.

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1. Material properties

The average values derived from the material characterization tests are summarized in Table 2. The tensile strength of both single yarn and mesh for both glass and steel textiles is also provided from this testing campaign, with the elastic modulus of the textiles obtained in a previous study [3]. The higher coefficient of variation (CoV) observed in the mesh testing are attributed to uneven stress distribution among the yarns.

Table 2 Results of material characterization test

Test Type	Value [CoV in percentage]
Mortar elastic modulus (GPa)	12.5 (8)
Mortar compressive strength (MPa)	11.2 (15)
Mortar flexural strength (MPa)	2.15 (17)
Single glass yarn tensile strength (GPa)	1.12 (3)
Glass fabric tensile strength (three-yarn mesh) (MPa)	1.02 (13)
Single steel cord tensile strength (GPa)	2.98 (2)
Steel fabric tensile strength (ten-cords) (GPa)	2.91 (5)

### 3.2. Analysis of tensile behavior

The tensile response of TRM composites includes the uncracked, crack development, and post-cracking stages [22]. The required parameters for the analysis were obtained based on the previous research [3]. Having initial parameters of  $(\sigma_I, \epsilon_I)$  and  $(\sigma_{II}, \epsilon_{II})$ , the stiffness modulus of each stage ( $E_1$  – elastic,  $E_2$  – after first crack, and  $E_3$  – after crack stabilization) can be obtained easily by computing the corresponding slope. Also, the strength of the specimen was denoted by  $f_t$ , and its corresponding strain was  $\epsilon(f_t)$ .

### 3.2.1. Tensile behavior in MF setup

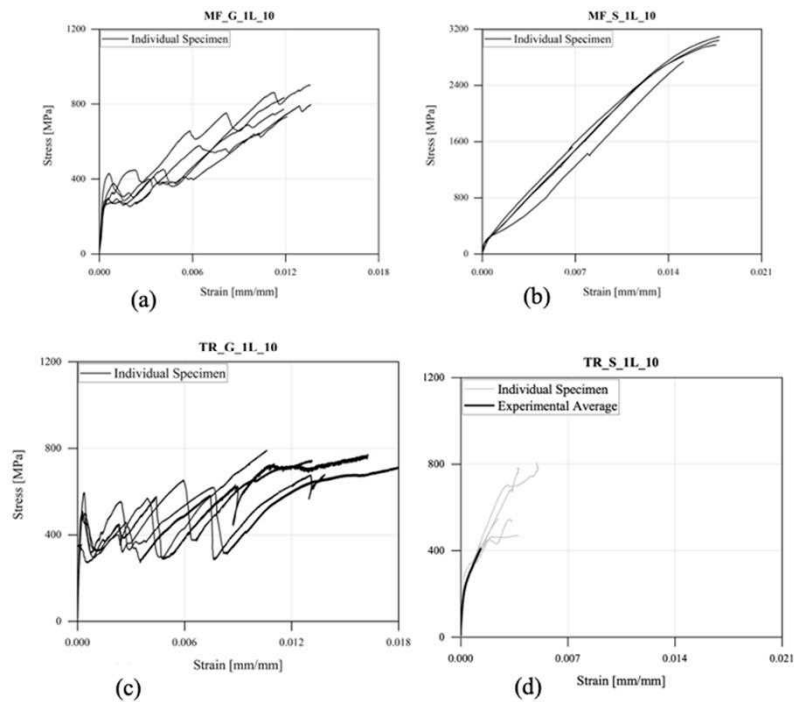
Results from tests on glass and steel TRM specimens conducted using the MF setup are presented in Table 3. The table indicates a minimal scatter of data at higher strain values for both glass and steel fabrics, with most specimens concluding tests at similar strain values. The variation in test data is influenced by the manufacturing process and testing procedures, and it is lower in steel-made composites due to their uniformity, reduced vulnerability, and higher strength. The steel-made stress-strain diagram with the MF setup presents challenges in identifying the three loading stages, notably missing stage two, attributed to the stabilization of the tensile response by the higher mechanical reinforcement ratio.

Table 3 Test results on characterization parameters of different groups

Group name	$\epsilon_I$ [%]	$\epsilon_{II}$ [%]	$\epsilon (f_I)$ [%]	$\sigma_I$ [GPa]	$\sigma_{II}$ [GPa]	$f_t$ [GPa]	Average number of cracks	Average crack spacing [mm]
MF_S_1L_10	0.02(62)	0.66(12)	1.71(7)	0.15(18)	1.38(18)	2.96(5)	11	44
TR_S_1L_10	0.00(32)	0.00(47)	0.00(35)	0.14(24)	0.46(24)	0.60(24)	8	32
MF_G_1L_10	0.02(44)	0.59(40)	1.26(6)	0.18(23)	0.52(27)	0.80(7)	6	74
TR_G_1L_10	0.09(67)	1.00(35)	1.47(21)	0.37(26)	0.62(6)	0.74(5)	15	19

Examining Figure 3a,b for the MF setup, the initial load drop at the beginning of stage two is less than the TR setup, and the cracking effect is distributed across the stage range. For MF setup, the tensile strength of glass-TRM coupons hovered around 800 MPa, representing 78% of the strength of dry glass fibers. Test observations indicate the formation of the two major cracks in each glass-made specimen, with an average crack spacing of 105 mm. The average displacement of the first crack within the mortar from the top and bottom of specimens was reported as 120 mm, indicating a well-distributed applied load. The distance of the first and last crack from the nearest edge, along with other parameters like their maximum load, serves as a criterion for the validity of the test setup. Demonstrating improved composite behavior by changing the setup is also crucial for establishing the validity of a test setup.

As indicated in Figure 3b, the steel-based specimens exhibited an average of eight cracks with a spacing of 32 mm throughout the specimens. This result can be attributed to the higher strength, greater ductility, and smaller mesh size of the steel fabric in comparison to the glass fabric. Furthermore, the distance from the edge of the specimen to the closest crack averaged 45 mm, reflecting a commendable value, especially considering the presence of eight cracks. This suggests an effective stress distribution across the specimen. Ultimately, the failure of steel-based TRM was characterized by the explosive rupture of some fibers, leading to the collapse of the coupons. This mode of failure was consistently observed across all coupons in this group.



### 3.2.2. Tensile behavior in TR setup

The results revealed that a significant crack developed near the gripping area of glass-based TRM due to stress concentration in this region (Figure 3c). The failure mode observed was fabric rupture. Conversely, the failure of steel-based TRMs involved the formation of several small cracks followed by delamination of cords-to-mortar inside the grip, without any fiber rupturing, as depicted in Figure 3d. Additionally, Figure 3 presents the stress-strain curves of individual specimens. In the case of glass-based TRM, the curves exhibit three distinct stages of tensile response (Figure 3c). On the other hand, steel-based TRM displays a characteristic tensile response (Figure 3d), including a linear stage followed by a nonlinear stage attributed to the specific failure mode. These findings suggest that the 100 mm gripping length was insufficient compared to the required bond length for steel-based TRM, aligning with [18]. Moreover, the TR test setup encountered an issue related to clamping force. Maintaining a constant clamping force was crucial to ensuring reliable and consistent outcomes, as emphasized in [23].

The tensile parameters are presented in Table 3. The mean value for the tensile strength of the glass-based TRM specimens was 745 MPa, which was 73% of the tensile strength of the dry glass fabrics. The tensile strength of the steel-based TRM specimens was equal to 598 MPa (20% of the capacity of dry steel mesh). These observations align with the previous research that considers the failure of specimens in the form of fiber rupture near the clamping area as an acceptable failure criterion. Still, the likelihood of failure near the gripping area cannot be ignored in this setup.

### 3.2.3. Comparison of setups

In this study, various setups for conducting tensile tests on TRMs were evaluated based on factors such as ultimate capacity, behavior across different stages (elastic, first crack, and stabilized cracks), cracking patterns, distance of the topmost and bottommost cracks



from the grips, and failure modes. These considerations were applied to both single-layer composites. The utilization of the TR setup, where the load is directly applied to the mortar, led to an increase in the reinforcement ratio, resulting in the detachment of textile and matrix within the gripping area. This occurred because the mortar's strength was insufficient to transfer the required stress through the gripping area. Additionally, the behavior of specimens from the TR setup was contingent on the gripping force, emphasizing the importance of maintaining consistent gripping force for comparable results. The control of gripping force can be achieved using hydraulic gripping systems equipped with measurement systems, an aspect not explicitly addressed in prior research [18,23,24].

Another challenge associated with the TR setup arises from the fact that, with an increase in the reinforcement ratio by the steel textiles, cracks tend to approach the grips, indicating undesirable stress concentration near the gripping areas. This phenomenon leads to a reduction in the ultimate capacity of specimens using the TR setup, attributed to premature failure and mortar crushing within the gripping area as the reinforcement ratio increases. Contrary to prior studies suggesting that clamping grips restrict the development of rupture away from the clamping region [23], the current research indicates that altering the reinforcement ratio in the TR setup allows for the anticipation and localization of failure near the gripping region. Consequently, the study's findings suggest that the TR setup presents reliability issues owing to its sensitivity, inefficiency across different reinforcement ratios, and the occurrence of failure in close proximity to the gripping area.

#### **4. CONCLUSION**

This paper investigates the tensile behavior of four distinct groups of textile-reinforced mortar (TRM) composites, incorporating glass and high-strength steel fabrics within a lime-based mortar, to explore the potential of TRM systems in masonry structures as a rehabilitation technique against earthquakes. Two primary gripping methods, involving gripping the mortar and gripping the textiles, were employed for the tensile testing of TRM coupons. The study critically evaluates the impact of textile layer addition, arrangement, and mortar thickness in different setups. Based on the results obtained from 24 tensile coupons and material characterization tests on each constituent, the following key conclusions emerge:

- TRM demonstrates potential as a new technique for strengthening existing masonry structures against earthquakes, enhancing their reliability.
- Optimal tensile TRM testing involves applying the load directly onto the textile rather than the mortar, considering factors such as load-carrying capacity, crack location, and failure pattern. Drawbacks of clamping the mortar include setup dependency on reinforcement ratio, cracks near grips, stress concentration at clamping plates' edges, and delamination of mortar and textile within clamps.
- When applying the load to the textile, it is recommended to clamp the textile directly by impregnating the bare textile section with resin. This approach preserves fabric integrity, minimizes unwanted damage during testing, and ensures more accurate and reliable results. The use of resin contributes to a uniform stress distribution, enhancing load transfer and overall mechanical performance.
- Impregnating the bare textile with resin is highly beneficial, reducing unwanted damage, preserving fabric integrity, and ensuring accurate and reliable test results. The resin application also promotes a more uniform stress distribution across samples, enhancing load transfer and overall mechanical performance.

#### **5. ACKNOWLEDGMENT**

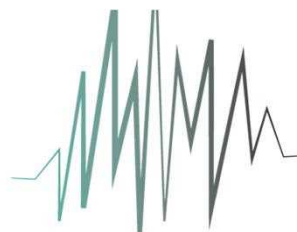
This work was partly financed by FCT/MCTES through the project 2022.01429.PTDC (<https://doi.org/10.54499/2022.01429.PTDC>), and under FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020 ([doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020](https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020)), and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020. The first author is grateful to the Foundation for Science and Technology (FCT) for grant number 2021.05328.BD.

## 6. REFERENCES

- [1] N.A. Reskети, V. Toufigh, Enhancement of brick-mortar shear bond strength using environmental friendly mortars, *Constr Build Mater* 195 (2019) 28–40. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.118>.
- [2] N. Azimi, A. Dalalbashi, D.V. Oliveira, B. Ghiassi, P.B. Lourenço, Tensile behavior of textile-reinforced mortar: Influence of the number of layers and their arrangement, *Key Eng Mater* 916 (2022) 91–97. <https://doi.org/10.4028/p-m6x658>.
- [3] N. Azimi, A. Dalalbashi, D. V. Oliveira, B. Ghiassi, P.B. Lourenço, Tensile behavior of textile-reinforced mortar: Influence of test setup and layer arrangement, *Constr Build Mater* 394 (2023) 132185. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132185>.
- [4] A. Dalalbashi, B. Ghiassi, D. V. Oliveira, A multi-level investigation on the mechanical response of TRM-strengthened masonry, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 54 (2021) 1–19. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01817-4>.
- [5] G. Ferrara, M. Pepe, R.D.T. Filho, E. Martinelli, Mechanical response and analysis of cracking process in hybrid TRM composites with flax textile and Curauá fibres, *Polymers (Basel)* 13 (2021) 1–14. <https://doi.org/10.3390/polym13050715>.
- [6] K. Toska, F. Faleschini, FRM-confined concrete: Monotonic vs. Cyclic axial loading, *Compos Struct* 268 (2021) 113931. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.113931>.
- [7] A. Si Larbi, R. Contamine, P. Hamelin, TRC and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams, *Eng Struct* 45 (2012) 12–20. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.002>.
- [8] S. Mehra, M. Singh, G. Sharma, S. Kumar, P. Chadha, others, Impact of construction material on environment, in: *Ecological and Health Effects of Building Materials*, Springer, 2022: pp. 427–442.
- [9] M. Saidi, A. Gabor, Experimental analysis and analytical modelling of the textile/matrix interface shear stress in textile reinforced cementitious matrix composites, *Compos Part A Appl Sci Manuf* 135 (2020) 105961. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2020.105961>.
- [10] O. Homoro, M. Michel, T.N. Baranger, Dry mineral pre-impregnation for enhancing the properties of glass FRM composites, *Constr Build Mater* 263 (2020) 120597. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120597>.
- [11] M. Angiolilli, A. Gregori, S. Cattari, Performance of Fiber Reinforced Mortar coating for irregular stone masonry: Experimental and analytical investigations, *Constr Build Mater* 294 (2021) 123508. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123508>.
- [12] G. de Felice, S. De Santis, L. Garmendia, B. Ghiassi, P. Larrinaga, P.B. Lourenço, D. V. Oliveira, F. Paolacci, C.G. Papanicolaou, Mortar-based systems for externally bonded strengthening of masonry, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 47 (2014) 2021–2037. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0360-1>.
- [13] S. De Santis, H.A. Hadad, F. De Caso y Basalo, G. de Felice, A. Nanni, Acceptance Criteria for Tensile Characterization of Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Systems for Concrete and Masonry Repair, *Journal of*

- Composites for Construction 22 (2018) 04018048. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000886](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000886).
- [14] M. Malena, M. Sangirardi, G. de Felice, Steel Reinforced Grout under uniaxial load: Experimental evidences and numerical modelling, *Constr Build Mater* 227 (2019) 116808. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116808>.
- [15] N. Trochoutsou, M. Di Benedetti, K. Pilakoutas, M. Guadagnini, Mechanical Characterisation of Flax and Jute Textile-Reinforced Mortars, *Constr Build Mater* 271 (2021) 121564. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121564>.
- [16] F.G. Carozzi, C. Poggi, Mechanical properties and debonding strength of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for masonry strengthening, *Compos B Eng* 70 (2015) 215–230. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.10.056>.
- [17] M. Leone, M.A. Aiello, A. Balsamo, F.G. Carozzi, F. Ceroni, M. Corradi, M. Gams, E. Garbin, N. Gattesco, P. Krajewski, C. Mazzotti, D. Oliveira, C. Papanicolaou, G. Ranocchiali, F. Roscini, D. Saenger, Glass fabric reinforced cementitious matrix: Tensile properties and bond performance on masonry substrate, *Compos B Eng* 127 (2017) 196–214. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.06.028>.
- [18] S. De Santis, G. De Felice, Tensile behaviour of mortar-based composites for externally bonded reinforcement systems, *Compos B Eng* 68 (2015) 401–413. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.09.011>.
- [19] B.E. 1015–11, Methods of test for mortar for masonry. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, (1999).
- [20] A. C109/C109M, Standard Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars, (n.d.).
- [21] BS EN 12390-13, Testing hardened concrete. Determination of secant modulus of elasticity in compression, (2013).
- [22] ACI Committee 549, ACI 549.4R-20 Guide to design and construction of externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix and steel-reinforced grout systems for repair and strengthening of concrete structures, 2020.
- [23] T. D’Antino, C. (Corina) Papanicolaou, Comparison between different tensile test set-ups for the mechanical characterization of inorganic-matrix composites, *Constr Build Mater* 171 (2018) 140–151. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.041>.
- [24] D. Arboleda, F.G. Carozzi, A. Nanni, C. Poggi, Testing procedures for the uniaxial tensile characterization of fabric-reinforced cementitious matrix composites, *Journal of Composites for Construction* 20 (2016) 1–11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000626](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000626).

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Sistemas de controlo e  
isolamento sísmico***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **ESTUDO PARA COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO E CUSTO DE EDIFÍCIOS COM E SEM ISOLAMENTO DE BASE – APLICAÇÃO AO NOVO EDIFÍCIO DO HOSPITAL DAS FORÇAS ARMADAS**

**DIOGO ALVES**  
Alferes-Aluno  
Academia Militar

**LUÍS GUERREIRO**  
Professor Associado com Agregação  
Instituto Superior Técnico

**ANTÓNIO CÂMARA**  
Professor Convidado  
Academia Militar

### **SUMÁRIO**

O isolamento de base é uma das soluções mais eficazes na proteção sísmica, pois além de impedir o colapso, mantém a operacionalidade dos edifícios. Verifica-se, no entanto, que a sua aplicação em Portugal é rara, supostamente devido ao seu custo de implementação. Neste estudo avaliou-se a redução de elementos estruturais face a uma solução de base fixa, considerando a diminuição dos esforços sísmicos resultantes da implementação do sistema de isolamento de base. Concluiu-se que a redução nos elementos estruturais corresponde a uma poupança considerável, representando cerca de 67,5% dos custos associados à implementação do isolamento de base. Neste artigo utilizou-se o projeto estrutural de um edifício hospitalar, tendo-se desenvolvido, a partir do mesmo, dois modelos de análise numérica tridimensional: uma solução com base fixa e outra com sistema de isolamento de base. Nesses modelos analisou-se, comparativamente, o desempenho sísmico, bem como os custos associados a cada um.

### **ABSTRACT**

Base isolation is one of the most effective solutions in seismic protection, as in addition to preventing collapse, it maintains the operability of buildings. However, its application in Portugal is rare, supposedly due to its cost. In the present study, a reduction of the structural elements, when compared with a fixed-base solution, was performed, considering the lower seismic forces acting on the structure due to the implementation of a base isolation system. It was concluded that the reduction of structural elements is significant, representing 67,5% of the total cost of implementing this system. In this paper the structural design of a hospital building was used, and 2 three-dimensional numerical analysis models were developed from it. One with a fixed base solution and the other with a base isolation system. With these models, the seismic performance of the building was, comparatively, evaluated, as well as the inherent costs associated with each solution.

**PALAVRAS-CHAVE:** Isolamento de base, sísmica, análise numérica tridimensional, encargos, custo-benefício.

## 1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

Os sismos são desastres naturais inevitáveis e recorrentes, caracterizados pelo seu efeito disruptivo nas sociedades, principalmente em zonas urbanas com elevada densidade populacional. O seu elevado potencial destrutivo é ainda agravado pela impossibilidade de prever a sua ocorrência. No entanto, com base no conhecimento das características das zonas sismogénicas e em registos sísmicos, é possível estabelecer a perigosidade associada à ação sísmica, para uma determinada zona.

Ao examinar edifícios após a ocorrência de eventos sísmicos, constata-se que, para além dos danos estruturais, acontecem danos significativos nos elementos não estruturais. Os danos não estruturais representam uma parcela significativa dos custos de reparação, a ponto de tornar a reparação em alguns casos, economicamente inviável [1].

A necessidade da manutenção da operacionalidade de Hospitais numa situação pós-sismo é inquestionável, pois embora existam alternativas, como hospitais de campanha, evacuação de pacientes por meio aéreo, entre outras, estas nunca são suficientes numa situação catastrófica. Assim sendo, apenas com instalações hospitalares capazes de exercer as suas funções de forma plena nas zonas afetadas, podem ser garantidos os cuidados médicos necessários para mitigar, eficazmente, os efeitos de um evento desta natureza.

Nos últimos 15 anos, ocorreram, na zona do Mediterrâneo, vários eventos sísmicos de elevada intensidade, tais como: L'Aquila, Itália, 2009; Lorca, Espanha, 2011; Van, Turquia, 2011; Bologna, Itália, 2012; Itália (Centro), 2016; Ísquia, Itália, 2017; Turquia-Síria, 2023; Marraquexe-Safim, Marrocos, 2023. Estas catástrofes têm a si associadas prejuízos que atingem valores de 75 000 milhões de euros, do ponto de vista económico, bem como, um elevado número de vítimas que rondam , aproximadamente, 1 792 000 desalojados, 110 500 feridos e 56 248 mortos [2].

Considerando, a frequência e gravidade das consequências destes eventos sísmicos, torna-se evidente a necessidade de se estar preparado para lidar com uma situação desta natureza e ser-se capaz de mitigar os seus efeitos na sociedade, garantindo a operacionalidade da rede hospitalar.

## 2. SISTEMAS DE ISOLAMENTO DE BASE

Considera-se como sistema de isolamento de base um dispositivo, ou conjunto de dispositivos, através dos quais seja possível materializar uma superfície de descontinuidade horizontal, que permita o movimento entre o solo e a estrutura, garantindo, no entanto, a transmissão das cargas verticais ao sistema de fundação. Desta forma, um sistema de isolamento deve garantir o suporte da estrutura e, simultaneamente, apresentar uma elevada flexibilidade horizontal [3].

O deslocamento relativo, entre pisos, num edifício de base fixa, é consideravelmente superior ao seu homólogo num edifício com isolamento de base, dado que, no primeiro, o principal mecanismo de dissipação de energia sísmica é a deformação dos elementos estruturais. Porém, numa estrutura isolada, os deslocamentos laterais dão-se, essencialmente, ao nível da camada de descontinuidade horizontal, nos isoladores, e a superestrutura não sofre deformações significativas, apresentando um comportamento semelhante ao de um corpo rígido.

O propósito do isolamento de base é prevenir a ocorrência de danos na estrutura, alongando o seu período fundamental e absorvendo grandes deslocamentos, induzidos por movimentos sísmicos do solo, no sistema de isolamento. Esta técnica permite que o edifício tenha uma resposta estrutural controlada, com reduzidas acelerações e forças

horizontais transmitidas à estrutura. Desta forma, o isolamento sísmico de uma estrutura contribui para a redução de danos em equipamentos, nos elementos não estruturais e no seu restante conteúdo [4].

Pode concluir-se que o aumento do período fundamental da estrutura, obtido através da implementação de um sistema de isolamento de base, resultará na redução da amplitude das acelerações horizontais na estrutura. Este aumento do período fundamental da estrutura conduzirá, também, a um aumento na amplitude dos deslocamentos entre a superestrutura e o solo.

### 3. ANÁLISE CONSIDERADA NO ESTUDO

No sistema de isolamento de base em estudo utilizaram-se os apoios do tipo HDRB (Blocos de Borracha de Alto Amortecimento) devido ao seu comportamento aproximadamente elástico, capacidade de restituição adequada, fiabilidade e por terem precedentes de aplicação no contexto nacional. Para a avaliação do desempenho sísmico executou-se uma Análise Modal por Espectro de Resposta.

#### 3.1. Caracterização da ação sísmica

Para a análise sísmica das estruturas, considerou-se um comportamento elástico, de acordo com as recomendações do Eurocódigo 8 [5]. Apenas se utilizou o coeficiente de comportamento de 1,5 nas verificações de segurança para o dimensionamento dos elementos verticais da estrutura.

No caso em estudo, o solo onde assentam as fundações, foi considerado como um terreno do tipo B, de acordo com as características geotécnicas indicadas no relatório de Projeto do edifício de base fixa [6]. O edifício encontra-se localizado nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3, relativas às ações sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente, definidas no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [5].

A tabela 1 reúne toda a informação necessária para a definição do espectro de resposta elástica dos sismos Tipo 1 e 2.

Tabela 1 - Parâmetros utilizados na definição do Espectro de Resposta.

	Zona	$a_{gR} (m/s^2)$	$\gamma_I$	$a_g (m/s^2)$	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$	$S_{max}$	S
Sismo 1	1.3	1.5	1.95	2.925	0.1	0.60	2	1.35	1.125
Sismo 2	2.3	1.7	1.50	2.550	0.1	0.25	2	1.35	1.169

A figura 1 apresenta o espectro de resposta elástica para as ações sísmicas Tipo 1 e 2, onde é considerado um amortecimento de 5%.



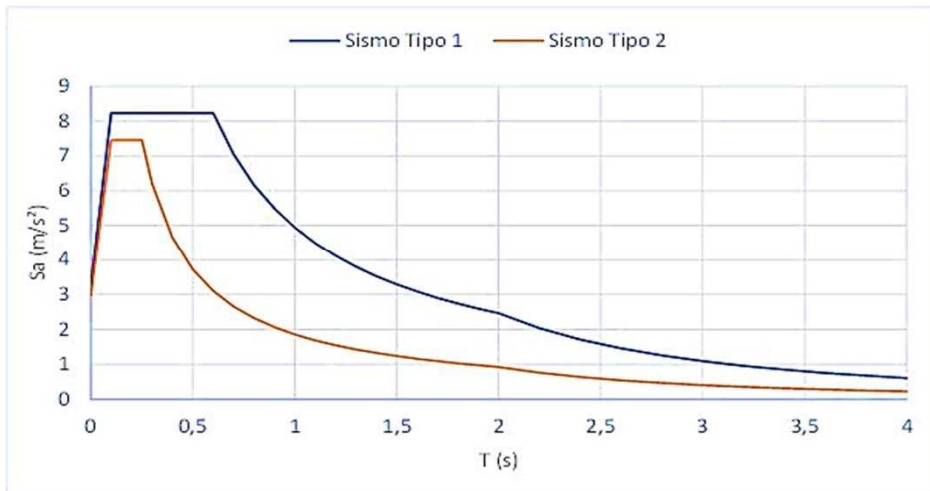


Fig. 1 - Espetros de Resposta Elástica para a Ação Sísmica Tipo 1 e 2,  $\xi = 5\%$ .

Ao observar os espectros de resposta elásticos da figura 1, conclui-se que as acelerações induzidas na estrutura pela ação sísmica tipo 1 são iguais ou superiores às acelerações induzidas pela ação sísmica tipo 2. Por esse motivo, daqui em diante, será apresentada apenas a informação relativa ao Sismo tipo 1, por ser a ação mais gravosa.

Sobre o espectro de resposta considerado para a análise sísmica (figura 2), considerou-se um “espectro misto”, no qual se tiveram em conta, as acelerações do espectro de resposta com um amortecimento de 5% para períodos inferiores a 2s e as acelerações do espectro de resposta com um amortecimento de 10% para períodos superiores a 2s. Ao assumir este espectro misto está a ser considerado que os modos com períodos superiores a 2s têm a sua deformação concentrada no sistema de isolamento de base, enquanto que os modos com períodos inferiores a 2s são modos com deformação da estrutura.

Na figura 2 é apresentada o espectro de resposta elástica da ação sísmica tipo 1 para amortecimentos de 5% e 10%, bem como, o Espectro Misto adotado neste estudo.

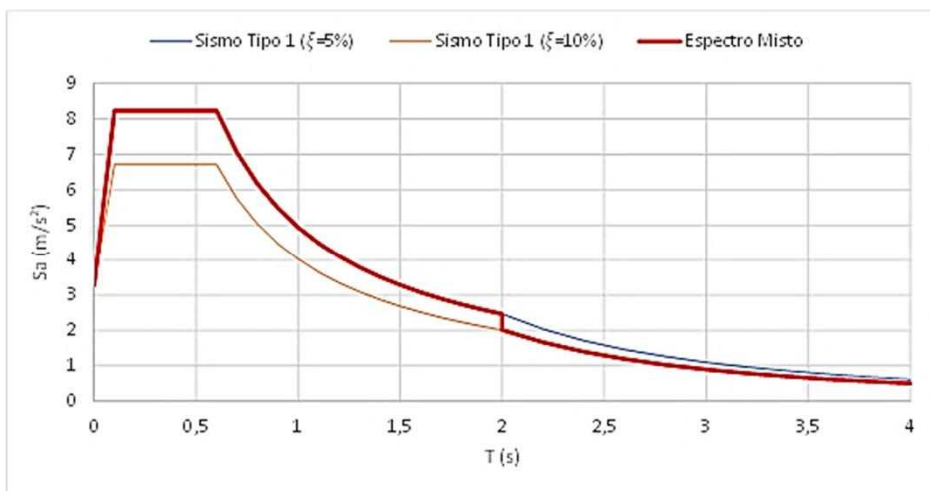


Fig. 2 - Espectro de Resposta Misto Utilizado na Análise Sísmica para a Ação Sísmica Tipo 1.

Para a modelação do sistema de isolamento de base e da restante estrutura, utilizou-se o programa cálculo automático *SAP2000*, à semelhança do que foi feito no Projeto Original do edifício H05 do Hospital das Forças Armadas, disponibilizado pelo Exército Português, para que as comparações fossem o mais coerentes possível.

#### **4. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO COM ISOLAMENTO DE BASE**

O ponto de partida foi a estrutura de base fixa definida no Projeto Original, um edifício de 5 pisos com 1 piso enterrado, de configuração retangular e dimensões de, aproximadamente, 20 por 80 metros. Na solução com isolamento de base foi decidido colocar o sistema de isolamento imediatamente abaixo da laje do Rés do Chão.

Com base nos esforços axiais exercidos em cada apoio da estrutura, ao aplicar as Combinações Sísmicas e a Combinação Fundamental do Estado Limite Último, e tendo em conta os limites de carga impostos pelo fabricante, foram selecionados os blocos de HDRB a colocar em cada um dos 50 pontos de apoio do edifício.

Nestas condições, obteve-se o período efetivo de 2,25 segundos, o que equivale a uma frequência própria de 0,44 Hertz.

A presente configuração cumpria os critérios necessários para isolar a estrutura. No entanto, tratava-se de uma solução mais rígida do que seria desejável, tornando-se mais dispendiosa e, eventualmente, menos eficiente, razão pela qual se decidiu substituir os blocos de apoio de maior dimensão (aqueles com maior carga vertical) por apoios deslizantes, de forma a otimizar a solução. Em simultâneo, fez-se também a substituição de outros apoios de forma a obter uma disposição o mais simétrica possível.

Com as alterações mencionadas anteriormente, o período efetivo subiu para 3,16 segundos, que corresponde a uma frequência própria de 0,32 Hz.

Nesta fase, com o objetivo de otimizar a solução, do ponto de vista económico, decidiu-se avaliar a viabilidade da redução das secções transversais dos elementos estruturais verticais. Começou-se por calcular a capacidade resistente desses mesmos elementos, uma vez que estes tinham sido dimensionados no Projeto Original (solução de base fixa), tendo-se observado que a sua capacidade resistente era desnecessariamente elevada, face aos esforços gerados na estrutura com isolamento de base. Assim sendo, deu-se início à redução das secções transversais dos elementos verticais.

Ao reduzir as secções transversais dos elementos verticais, pretendeu-se também, reduzir o número de tipos de secção. Importa salientar que todas as alterações nas dimensões das secções transversais foram reduções, pelo que não houve o risco de se considerar alguma secção incompatível com o projeto de arquitetura.

No Projeto Original, existiam 10 tipos de elementos classificados como pilares e 9 tipos elementos classificados como paredes. Após todas as alterações, passaram a existir 5 tipos de pilares e 4 tipos de paredes.

Na tabela 2 são apresentadas, de forma resumida, todas as alterações realizadas nas secções transversais dos elementos estruturais verticais da estrutura com isolamento de base.

Tabela 2 - Tabela-Resumo da Redução de Secções Transversais.

Tabela-Resumo - Redução das Secções Transversais					
Designação dos Elementos	Nome da Secção	Secção (X ; Y) (m)	Designação dos Novos Elementos	Nome da Nova Secção	Secção (X ; Y) (m)
Pilar	P1	(0.60 ; 0.5)	Pilar	NP1	(0.5 ; 0.5)
Pilar	P2	(0.5 ; 0.5)			
Pilar	P3	(0.5 ; 1)	Pilar	NP2	(0.4 ; 1)
Pilar	P5	(0.4 ; 1)			
Pilar	P8	(0.6 ; 0.3)	Pilar	NP3	(0.6 ; 0.3)
Pilar	P9	(0.6 ; 0.3)			
Pilar	P10	(0.8 ; 0.3)			
Parede	Pa2	(0.3 ; 4.65)	Parede	NPa1	(0.3 ; 2.3)
Parede	Pa3n	(0.3 ; 2.5)			
Parede	Pa3	(2.5 ; 0.3)	Parede	NPa2	(1.6 ; 0.3)
Parede	Pa4	(3 ; 0.3)			
Pilar	P6	(0.4 ; 1.6)	Parede	NPa3	(0.3 ; 1.5)
Pilar	P7	(0.3 ; 1.7)			
Parede	Pa5	(0.3 ; 1.7)			
Parede	Pa8	(1.3 ; 0.3)	Parede	Pa8	(1.3 ; 0.3)
Pilar	P4	(0.7 ; 0.5)	Pilar	P4	(0.7 ; 0.5)
Todos os elementos do Piso -1			Pilar	Plinto	(0.7 ; 0.7)

Com as novas secções transversais aplicadas no modelo, a frequência alterou-se para 0,30 Hz correspondendo a um período efetivo de 3,33 segundos. No modelo da superestrutura, as novas secções transversais alteraram o período de vibração de 0,69 para 0,73 segundos e a frequência passou de 1,45 Hz para 1,37 Hz.

Nesta fase, de forma a cumprir com as recomendações do capítulo 10 do Eurocódigo 8 [5], houve necessidade de reduzir o período efetivo do conjunto para um valor mais próximo de 3 segundos. Por este motivo, substituíram-se 2 apoios deslizantes por elastómeros e aumentou-se a rigidez dos elastómeros posicionados nos cantos do edifício, o que resultou num aumento da frequência própria da estrutura para 0,32 Hz e correspondente decréscimo do período efetivo para 3,12 segundos.

A figura 3 apresenta a configuração final do esquema de posicionamento dos dispositivos de apoio, com as alterações mencionadas anteriormente.

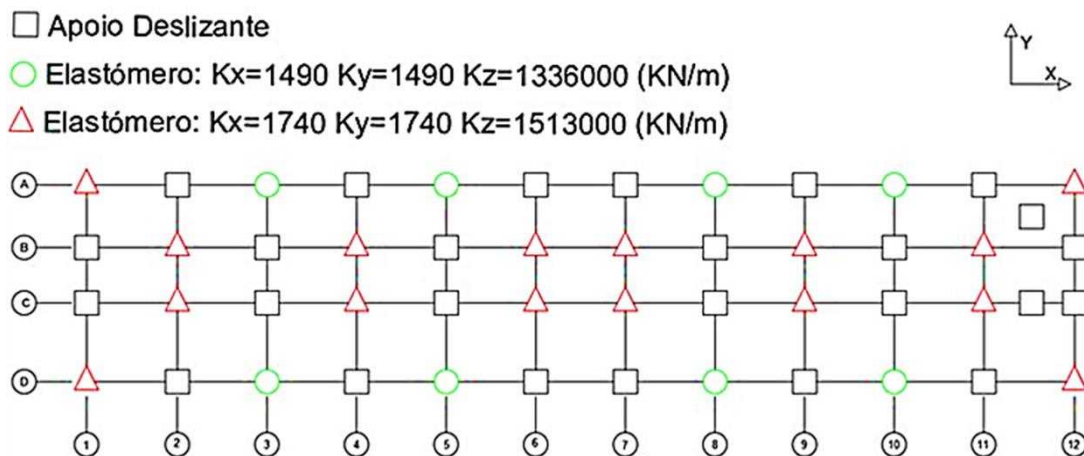


Fig. 3 - Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoio – Configuração Final.

A relação entre o período efetivo da solução com isolamento de base e o período fundamental da sua superestrutura fixou-se no seguinte valor:

$$T_{eff} = 3.12 \text{ segundos}$$

$$T_f = 0.73 \text{ segundos}$$

$$\frac{3.12 \text{ (s)}}{0.73 \text{ (s)}} \approx 4.3 \geq 3 \quad \checkmark \quad (1)$$

Obteve-se uma relação de períodos superior ao mínimo recomendado, garantindo assim que as acelerações horizontais induzidas pelo sismo na superestrutura são consideravelmente atenuadas.

É de salientar que, idealmente, o período de vibração da estrutura com isolamento de base não deveria ultrapassar os 3 segundos. No entanto, por um desvio tão reduzido ao valor recomendado (diferença de 0,12 segundos), não se justifica a execução de alterações na configuração dos dispositivos de apoio. Na figura 4, pode observar-se o modelo do edifício com sistema de Isolamento de Base.

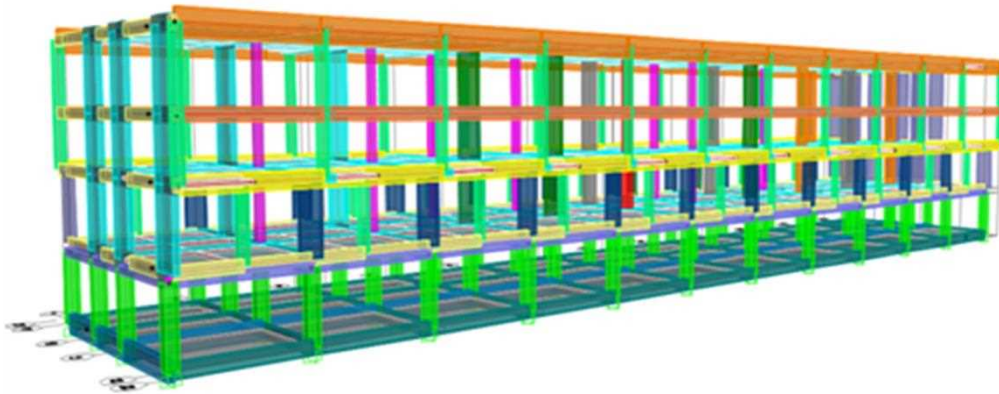


Fig. 4 - Modelo da Estrutura com Sistema de Isolamento de Base no Programa *SAP2000*.

#### 4.1. Redimensionamento das armaduras dos elementos estruturais verticais da estrutura com sistema de isolamento de base

Com as secções transversais redefinidas e a rigidez horizontal do sistema de isolamento sísmico reajustada, procedeu-se ao redimensionamento das armaduras das paredes e pilares. As alterações de armadura foram executadas com base nos esforços atuantes na estrutura com isolamento de base.

Dado que a grande maioria dos elementos verticais estavam condicionados pela Combinação Sísmica do Estado Limite Último, e que a mesma é consideravelmente atenuada com a aplicação de isolamento sísmico, verificou-se uma grande redução na quantidade de armadura necessária para garantir a segurança, sendo que alguns elementos passaram a exigir apenas a armadura mínima, tendo esta sido determinada de acordo com os parâmetros do EC2 [7].

Ressalva-se que a redução de armadura tem grande impacto na capacidade resistente dos elementos, mas pouca relevância no comportamento sísmico da estrutura, dado que não altera de forma significativa a rigidez dos elementos.

## 5. ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO SÍSMICO

Para a análise sísmica comparativa, os dados relativos à estrutura de base fixa foram apurados no relatório do Projeto Original [5] e os dados da estrutura de base isolada foram obtidos através de uma análise de comportamento sísmico no nosso modelo usando o programa *SAP2000*.

As tabelas 3 e 4 reúnem a informação relativa aos primeiros quatro modos de vibração da estrutura de base fixa e da estrutura com isolamento de base, respetivamente.

Tabela 3 - Primeiros 4 Modos de Vibração - Estrutura de Base Fixa.

Modos de Vibração da Estrutura de Base Fixa								
Modos de Vibração	Períodos (segundos)	Frequências (Hertz)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣRZ (%)
1	0,79	1,26	0,1	<b>70,8</b>	<b>36,0</b>	0,1	70,8	36,0
2	0,65	1,53	1,1	0,1	0,8	1,2	70,9	38,8
3	0,57	1,76	<b>62,4</b>	0,0	0,9	63,6	70,9	37,7
4	0,48	2,07	1,2	2,6	<b>31,2</b>	<b>64,8</b>	<b>73,5</b>	<b>68,9</b>

Tabela 4 - Primeiros 4 Modos de Vibração - Estrutura com Isolamento de Base.

Modos de Vibração da Estrutura com Isolamento de Base								
Modos de Vibração	Períodos (segundos)	Frequências (Hertz)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣRZ (%)
1	3,13	0,32	0,3	<b>91,9</b>	0,1	0,3	91,9	0,1
2	3,12	0,32	<b>91,7</b>	0,3	0,2	92,0	92,2	0,3
3	2,85	0,35	0,2	0,0	<b>91,2</b>	<b>92,2</b>	<b>92,2</b>	<b>91,5</b>
4	0,45	2,23	0,1	0,0	0,0	92,3	92,2	91,5

Comparando os resultados das análises modais das soluções de base fixa e base isolada, constata-se que, na solução de base fixa, os primeiros 4 modos mobilizam, de forma geral, apenas 65% da massa efetiva em cada direção, e que os modos seguintes têm incrementos de massa atuante relativamente reduzidos, o que dificulta a caracterização do comportamento sísmico desta solução. Na solução com isolamento de base, a massa atuante mobilizada, ronda os 90%, sendo por si só, suficiente para avaliar comportamento sísmico global da estrutura.

Na Tabela 5 apresentam-se os deslocamentos sísmicos máximos em cada piso (representados por  $U_x$  e  $U_y$ ), obtidos para uma análise elástica nos dois modelos.

Tabela 5 - Comparação dos Deslocamentos Máximos em Altura.

Deslocamentos Máximos em Altura						
H (m)	Ação Sísmica Aplicada	Base Fixa $U_x$ (m)	Base Isolada $U_x$ (m)	Ação Sísmica Aplicada	Base Fixa $U_y$ (m)	Base Isolada $U_y$ (m)
12.5	Sismo 1 X	0,104	0,216	Sismo 1 Y	0,168	0,216
8		0,072	0,211		0,115	0,211
4.5		0,045	0,206		0,080	0,207
0		0,015	0,201		0,038	0,201
-0.5		---	0,009		---	0,009
-4.5		0,000	---		0,000	---
-5		---	0,000		---	0,000

Relativamente aos deslocamentos em altura, a informação presente na tabela anterior permite confirmar que a superestrutura do edifício com isolamento de base se comporta, essencialmente, como um corpo rígido, pelo que os deslocamentos relativos entre pisos são muito reduzidos e a deformação concentra-se na camada de descontinuidade. Para além disso, importa salientar que esta redução dos deslocamentos relativos acontece devido à redução das acelerações sísmicas induzidas na estrutura, o que garante uma maior proteção ao conteúdo do edifício. No que se refere à estrutura de base fixa, verificam-se deslocamentos relativos em altura, significativamente superiores, pois o único mecanismo de dissipação da energia proveniente da ação sísmica é a deformação dos elementos estruturais verticais.

É importante destacar que a redução dos deslocamentos relativos, não resulta de um reforço da rigidez dos elementos estruturais verticais, mas sim de uma redução significativa das acelerações induzidas pela ação sísmica, devido à implementação do sistema de isolamento de base. Este é um aspeto relevante para qualquer edifício, mas especialmente numa instalação hospitalar, onde o equipamento médico e restante recheio do edifício pode custar até 44% do valor total da Infraestrutura [8].

Na tabela 6, podem observar-se as forças de corte basal resultantes da combinação sísmica com as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, nos dois modelos.

Tabela 6 - Forças de Corte Basal nos 2 Modelos.

Forças de Corte Basal na Estrutura		
Ação	Base Fixa	Base Isolada
Sísmica	(KN)	(KN)
Sismo 1, x	<b>40483</b>	<b>8797</b>
Sismo 2, x	22859	5516
Sismo 1, y	<b>30508</b>	<b>8646</b>
Sismo 2, y	13972	5355

Na tabela acima constata-se que as forças de corte basal na estrutura com isolamento de base são significativamente inferiores às geradas na estrutura de base fixa. Isto deve-se à redução da frequência própria da estrutura, ou seja, à alteração das propriedades dinâmicas da estrutura, e em pequena parte, à dissipação de energia nos elastómeros por acréscimo do amortecimento.

No gráfico da figura 5 apresentam-se os coeficientes sísmicos de cada solução, calculados em função da massa de cada solução.

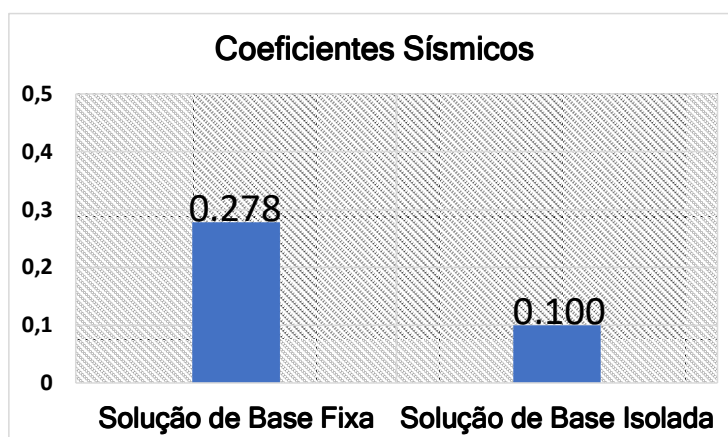


Fig. 5 - Coeficientes Sísmicos nos 2 Modelos.

## 6. AVALIAÇÃO CUSTO-BENEFÍCIO

### 6.1. Redução de custos resultante da implementação do isolamento sísmico

O próximo passo foi a contabilização da quantidade de materiais necessários em cada uma das estruturas. Com essa informação, e considerando o custo unitário de cada material, foi realizada uma estimativa da redução de custos possível devido à implementação do sistema de isolamento de base.

Na tabela 7 são apresentados os custos associados aos materiais em questão, apurados em julho de 2023.

Tabela 7 - Estimativas de Custo Unitário dos Materiais.

Estimativas de Custo Unitário dos Materiais	
Material	Custo Unitário
Betão C35/45	100 € / m <sup>3</sup>
Aço A500 NR SD	1,5 € / Kg

Na tabela 8 é indicada a quantidade de material poupado com a introdução de um Sistema de Isolamento de Base e respetivos custos associados.

Tabela 8 - Redução de Custos Associada à Implementação de um Sistema de Isolamento de Base.

Tabela-Resumo: Poupança de Material e Valores Monetários Associados			
Solução	Quantidades		
	Betão (m <sup>3</sup> )	Aço na Armadura Longitudinal (m <sup>3</sup> )	Aço na Armadura Transversal (m <sup>3</sup> )
Base Fixa	476,01	13,80054	5,98295
Base Isolada	382,69	1,99571	1,95991
Poupança	<b>93,32</b>	<b>11,80483</b>	<b>4,02304</b>
Poupança Relativa	20%	86%	67%
Peso do Material Poupado	233300 Kgs	92668 Kgs	31581 Kgs
Valor Monetário (Material Poupado)	9 332 €	139 002 €	47 372 €
Redução de Custos Devido à implementação Sistema de Isolamento de Base:			<b>195 706 €</b>

Desse modo, a redução dos elementos estruturais verticais resultou num decréscimo de **195 706 €** do custo, devido à implementação do sistema de isolamento de base.

### 6.2. Custo de Implementação do Sistema de Isolamento de Base

Para aferir os custos relativos à implementação do sistema de isolamento de base, devemos primeiro contabilizar todo o material necessário para a sua concretização, incluindo o valor das juntas sísmicas, da grelha de vigas de contraventamento colocada por baixo dos isoladores, dos apoios deslizantes e dos apoios HDRB.

As tabelas 9, 10 e 11 apresentam as quantidades, custo unitário e custo total dos componentes mencionados.

Tabela 9 - Custo das Juntas Sísmicas e Grelha de Vigas de Travamento.

<b>Custo das Juntas Sísmicas e Vigas de Travamento</b>			
<b>Custo das Juntas Sísmicas</b>			
Junta Sísmica	Quantidade (m)	Custo Unitário (€)	Custo (€)
Regular	210	150	31500
Especial	10	1000	10000
<b>Custo da Grelha de Vigas de Travamento</b>			
Materiais			Custo (€)
Betão			24000
Aço			11000
<b>Custo Total</b>			<b>76500</b>

Tabela 10 - Custo dos Aparelhos de Apoio Deslizantes.

<b>Aparelhos de Apoio Deslizantes</b>			
Modelo de Apoio	Quantidade	Custo Unitário (€)	Custo Total (€)
SM 200/50	3	3200	9600
SM 300/50	1	3400	3400
SM 400/50	14	3600	50400
SM 500/50	2	3800	7600
SM 600/50	6	4000	24000
<b>Custo Total</b>			<b>95000</b>

Tabela 11 - Custo dos Aparelhos de Apoio HDRB.

<b>Aparelhos de Apoio HDRB</b>			
Modelo de Apoio	Quantidade	Custo Unitário (€)	Custo Total (€)
SI-N 600/152	8	4800	38400
SI-N 650/153	16	5000	80000
<b>Custo Total</b>			<b>118400</b>

Assim sendo, o custo total de implementação do sistema de isolamento de base situa-se nos **289 900 €**.

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As Infraestruturas críticas, desempenham, como o seu nome sugere, funções essenciais, das quais a sociedade depende permanentemente. Por esse motivo, devemos procurar garantir o seu funcionamento contínuo. Uma forma eficaz para assegurar a operacionalidade de uma estrutura após um evento sísmico é a implementação de um sistema de isolamento de base.

Ao iniciar-se o estudo, fizeram-se algumas previsões, sendo uma delas a ideia de que a combinação sísmica deixaria de ser a combinação condicionante para a grande maioria dos elementos estruturais verticais da Estrutura com Isolamento de Base. No entanto, constatou-se que, mesmo tendo reduzido os esforços significativamente, a combinação sísmica continuou a ser a mais gravosa para o dimensionamento das



armaduras em 66% dos elementos verticais. Outro aspeto idealizado, foi a possibilidade de armar todos os elementos estruturais verticais com a armadura mínima exigida pelo Eurocódigo 2 [7], tanto para a armadura longitudinal como para a armadura transversal. Contudo, apenas 30 (13%) dos 233 elementos verticais ficaram com armadura mínima longitudinal. Relativamente à armadura transversal, 198 (85%) dos 233 elementos verticais foram dimensionados com a armadura mínima transversal.

Considerando que a estrutura do edifício do Projeto Original estava orçamentada em, aproximadamente, 1.000.000,00 € (valor ajustado à inflação) e o sistema de isolamento de base custaria 289.900,00 € pode concluir-se que, com a redução de custos inerente ao aligeiramento estrutural efetuado neste estudo (195.706,00 €), a implementação de um sistema de isolamento de base representa um acréscimo de 94.194,00 € (cerca de 9.4%) nos custos da estrutura do edifício.

Uma vez que o custo total do edifício estudado foi estimado em 8.500.000,00 € (ajustado à inflação), seria possível proteger desta forma o edifício e todo o seu conteúdo, por um com um acréscimo de apenas **1,1%** face ao custo inicialmente previsto.

Com os resultados obtidos, pode concluir-se que os ganhos associados ao aligeiramento dos elementos estruturais verticais, possibilitado pela aplicação de um sistema de isolamento de base, permitem uma redução de cerca de **67,5%** dos encargos inerentes à implementação desse mesmo sistema.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] IST-UL. (2020) *Especificações Técnicas para o Dimensionamento de Ascensores de Edifícios Hospitalares Sujeitos a Condições Sísmicas*, ET11/2020. UIE/ACSS.
- [2] Varum, H. (2023) *Segurança Sísmica dos Hospitais*, Conferência na Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal.
- [3] Guerreiro, L. (1997) *Isolamento Sísmico de Edifícios*, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico.
- [4] Falacho, D. (2022) *Análise de uma infraestrutura crítica dotada de isolamento de base sujeita à ação sísmica*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- [5] NP EN 1998-1: *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [6] Pedrosa, I. e Varino, F. (2016) *Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas – Memória descritiva e Justificativa*, Ministério da Defesa Nacional Estado-Maior General das Forças Armadas.
- [7] NP EN 1992-1: *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras gerais, regras para edifícios*. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [8] Tokas C. V. (2011) *Non-structural Components and Systems - Designing Hospitals for Post-Earthquake Functionality* - Architectural Engineering Conference (AEI), pp. 406–417.

## **OBSERVAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO**

**JORGE PEREIRA GOMES**  
Investigador Principal  
LNEC

**JOSÉ VIEIRA DE LEMOS**  
Investigador Coordenador  
LNEC

**SÉRGIO PEREIRA**  
Investigador  
CONSTRUCT – FEUP

**ÁLVARO CUNHA**  
Professor Catedrático  
CONSTRUCT – FEUP

### **SUMÁRIO**

A avaliação da resposta dinâmica das obras e o acompanhamento da evolução do seu comportamento durante as várias fases da vida é muito importante, estando inserida nas atividades do controle de segurança estrutural. Nos últimos anos têm sido implementados sistemas de observação do comportamento dinâmico em diversas barragens de betão recentes, tendo sido também realizados ensaios de vibração forçada para determinar os seus parâmetros modais no final da construção. Para cada barragem, foram desenvolvidos modelos numéricos incorporando o conjunto barragem-fundação-albufera, calibrados com os resultados experimentais. Nesta comunicação, apresentam-se alguns resultados dos modelos numéricos desenvolvidos para vários níveis da albufera comparando com a monitorização, durante a operação normal e a ocorrência de eventos sísmicos, verificando-se uma boa concordância. A conjugação entre os modelos numéricos e os resultados observados do comportamento das obras é uma ferramenta fundamental no apoio ao controle de segurança de grandes obras.

### **ABSTRACT**

Evaluating the dynamic response of works and monitoring the evolution of their behaviour during the different phases of their life are very important and form part of structural safety monitoring activities. In recent years, systems have been implemented to monitor the dynamic behaviour of several recent concrete dams, and forced vibration tests have also been carried out to determine their modal parameters at the end of construction. Numerical models were developed for each dam, incorporating the dam-foundation-dam set and calibrated with experimental results. This communication presents some results of the numerical models developed for various levels of the reservoir, comparing them with monitoring during normal operation and the occurrence of seismic events. The combination of numerical models and observed results of the behaviour of dams is a fundamental tool for supporting the safety control of large construction projects.

**PALAVRAS-CHAVE:** barragem de betão, ensaios de vibração forçada, sistemas de observação dinâmica, modelação numérica, comportamento dinâmico

## 1. INTRODUÇÃO

O acompanhamento do comportamento das estruturas cuja exploração envolva riscos significativos é fundamental, para se poderem detetar situações anómalas e intervir atempadamente na sua resolução de forma a evitar qualquer tipo de acidente estrutural. A avaliação periódica do comportamento dinâmico das estruturas é uma ferramenta importante porque permite detetar a partir da alteração do comportamento dinâmico, as correspondentes modificações estruturais ocorridas durante esse período. Estas alterações podem incidir unicamente na evolução das características mecânicas do material da obra (favorável ou desfavorável), na variabilidade das ações ou na existência de alterações estruturais importantes, designadamente relacionadas com a fendilhação. Para a implementação desta metodologia é útil determinar o comportamento dinâmico das obras para estados de referência e a partir dessa altura acompanhar a sua evolução.

Ao longo dos últimos anos, têm sido desenvolvidos no LNEC técnicas para a realização de ensaios de vibração forçada em barragens de betão e outras obras, para a caracterização do seu comportamento dinâmico. As metodologias de ensaio inserem-se num processo de evolução contínua, tendo sido implementadas ao longo do tempo melhorias consideráveis, nomeadamente no controle das ações dinâmicas aplicadas à barragem, na fiabilidade dos registos obtidos relativamente ao comportamento estrutural e no seu tratamento com vista à identificação dos parâmetros dinâmicos da estrutura

Nas barragens recentemente construídas, têm sido implementados sistemas que permitem monitorizar o comportamento dinâmico das barragens ao longo do tempo. Estes sistemas podem-se dividir em dois tipos: i) sistemas de observação sísmica, que permitem registar a ação imposta à estrutura e a respetiva resposta estrutural durante a ocorrência de eventos sísmicos, e ii) sistemas de monitorização dinâmica em contínuo, que a partir dos registos dinâmicos da resposta estrutural devido às ações ambientes (ruído, tráfego, vento, funcionamento das centrais, etc.) é possível determinar os parâmetros dinâmicos e assim verificar possíveis alterações de comportamento ao longo do tempo.

Para o apoio na avaliação da segurança estrutural da barragem, foram desenvolvidos modelos numéricos com representação do sistema barragem-albufeira-fundação calibrados com os resultados experimentais. Os modelos incorporam a discretização da albufeira de modo a ser possível simular o efeito da água sem recorrer a simplificações numéricas, como, por exemplo, a consideração do método das massas associadas de Westergaard, utilizado frequentemente na modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão que sobrestima o efeito da água, sendo necessário corrigir esse valor por um coeficiente sem qualquer tipo de critério objetivo para a sua escolha. Os modelos numéricos desenvolvidos eliminam este fator subjetivo, uma vez que incorporam a discretização geométrica da albufeira, o comportamento da água e a interação água-barragem. Na albufeira é utilizada uma técnica de macro-elementos com discretização mista para a representação da albufeira, já validada através de comparações com soluções analíticas.

A determinação da resposta dinâmica das obras e o acompanhamento da evolução do seu comportamento durante as várias fases da vida é fundamental, estando inserido nas atividades do controle de segurança estrutural. A conjugação entre os métodos experimentais e numéricos é uma ferramenta indispensável no apoio da avaliação da segurança das obras.

Nesta comunicação, apresenta-se uma descrição da metodologia aplicada na avaliação do comportamento dinâmico de barragens, que incluem, os ensaios de vibração forçada, os sistemas de observação implementados nas barragens e os modelos numéricos desenvolvidos para a interpretação do comportamento. Os resultados numéricos são comparados com os experimentais, verificando-se uma excelente concordância.

## 2. OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

### 2.1. Considerações gerais

A observação do comportamento dinâmico de barragens de betão ao longo do tempo insere-se nas atividades de controle de segurança destas obras. A metodologia implementada no LNEC, inicia-se numa primeira fase, pela determinação dos parâmetros modais das obras, preferencialmente no final da construção ou para uma determinada fase de exploração, considerando-se a situação de referência, e posteriormente avaliar a evolução ao longo do tempo, verificando qualquer alteração que possa indiciar danos na barragem. A situação de referência é obtida, no final da construção, através da realização de dois ensaios para duas situações, uma primeira com albufeira vazia e a segunda quando é atingido o nível de pleno armazenamento, durante o primeiro enchimento da albufeira.

O acompanhamento do comportamento dinâmico ao longo do tempo é realizado a partir dos registos obtidos nos sistemas de monitorização dinâmica em contínuo (SMDC) e sistemas de observação sísmica (SOS)

Seguidamente descreve-se resumidamente a metodologia utilizada nos ensaios de vibração forçada e as configurações dos sistemas de observação dinâmicos implementados recentemente.

### 2.2. Ensaios de vibração forçada

#### 2.2.1. Generalidades

O ensaio de vibração forçada consiste na aplicação a uma estrutura de uma força com uma variação no tempo sinusoidal perfeitamente conhecida. Esta ação vai provocar nas estruturas, em regra, um movimento vibratório forçado com a mesma frequência de variação no tempo da força aplicada (embora desfasada) e com amplitudes que, para além da intensidade da força, dependem da sua frequência de aplicação e das frequências naturais da estrutura. Para aplicação da ação dinâmica às estruturas, foi desenvolvido no LNEC um vibrado de massa excêntrica que tem vindo a ser melhorada e automatizado [8][1][9][11]. Um dos grandes problemas na identificação da resposta dinâmica das estruturas está relacionado com o nível dos valores medidos para que seja possível, isolar dos registos, a componente relativa à resposta dinâmica da estrutura. O ensaio de vibração forçada tem uma grande vantagem relativamente a outras técnicas, porque ao aplicar uma excitação à estrutura, por um lado, aumenta os valores medidos relativamente à resposta dinâmica (garantindo uma maior fiabilidade dos resultados) e por outro lado, consegue sobrepor-se a outras fontes de ruído “obrigando” a estrutura a responder unicamente para a excitação imposta. As frequências naturais estão associadas a movimentos vibratórios das estruturas bem definidos, pelo que uma boa caracterização do movimento das estruturas durante a realização de um ensaio de vibração forçada, através de uma adequada disposição de aparelhos de medida, conjugada com a utilização de um modelo matemático, poderá permitir a localização das zonas da estrutura onde se verifiquem os processos de deterioração dos materiais.

O acompanhamento deste tipo de ensaio, através de um modelo matemático de análise do comportamento estrutural da barragem, auxilia a interpretação do ensaio e permite a validação do próprio modelo matemático (em particular, a identificação dos diferentes parâmetros estruturais). Este modelo matemático poderá ser posteriormente utilizado na determinação da resposta da estrutura para outras ações dinâmicas, designadamente, para ações sísmicas. No entanto, com a intensidade da força aplicada durante o ensaio de vibração forçada não pode provocar danos na estrutura, quando o

modelo matemático calibrado durante o ensaio for utilizado na avaliação da resposta da estrutura a ações que provoquem níveis de tensão elevados, os seus parâmetros estruturais deverão ser convenientemente adaptados.

### 2.2.2. Varrimento contínuo em frequência

Recentemente foi aplicada esta metodologia de varrimento contínuo em frequência em substituição da tradicional de varrimento discreto de frequência com resultados excelentes. O varrimento discreto de frequência, apesar de extremamente eficiente, é um pouco demorada devido ao facto de ser necessário efetuar uma discretização em frequência no intervalo considerado fundamental, que pode ser de duas dezenas de hertz, por forma a obter uma boa caracterização do comportamento dinâmico da estrutura. Devido essencialmente a este fator, foi desenvolvida uma metodologia baseada na aplicação da ação através de um varrimento contínuo em frequência (*sine sweep*). Esta metodologia baseia-se em aplicar à estrutura uma ação dinâmica sinusoidal variando a frequência continuamente entre dois valores previamente definidos (frequência inicial e final, Fig. 1). A validação destes procedimentos foi efetuada através da comparação de resultados obtidos pelas duas metodologias. Um fator extremamente importante e condicionador dos resultados será a velocidade de variação da frequência imposta à estrutura durante o ensaio. O ensaio deve ser lento para que toda a estrutura responda na mesma frequência. A determinação da resposta dinâmica da estrutura é efetuada através do cálculo da *FRF* (*Frequency Response Function*), entre as séries registadas nos sensores instalados ao longo do corpo da barragem e o registo da força gerada pelo vibrador e aplicada na estrutura. As frequências próprias da estrutura situar-se-ão na proximidade dos valores máximos da *FRF* ocorridos no intervalo de frequência que a estrutura foi excitada que correspondam a modos de vibração da barragem. Da mesma forma que para a metodologia anterior, são determinados os valores modais caracterizadores do comportamento dinâmico da estrutura a partir dos valores discretos da resposta obtidos experimentalmente.

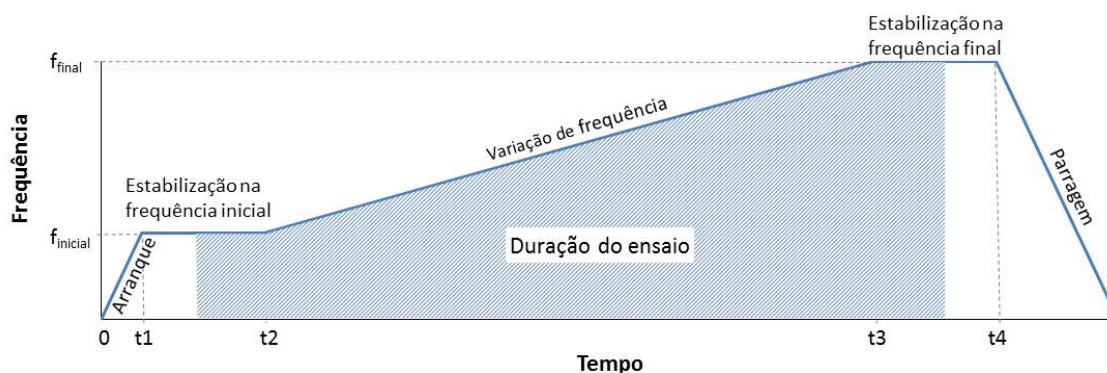


Fig. 1- Metodologia do ensaio de vibração forçada por varrimento contínuo de frequência (*sine sweep*).

### 2.3. Sistemas de monitorização dinâmica em contínuo (SMDC)

O objetivo dos sistemas de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens consiste na medição de vibrações em vários pontos no corpo da barragem, em estruturas auxiliares e eventualmente ao nível da inserção, para diferentes tipos de excitação. A partir das acelerações medidas sob excitação ambiente/operacional/excepcional é possível identificar automaticamente os parâmetros modais do sistema barragem-fundação-albufera (frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais), ao longo da vida da obra.

Devido à elevada rigidez das barragens, a resposta da estrutura às ações ambientais é reduzida, pelo que se opta por instalar acelerómetros uniaxiais na direção radial (direção de maior amplitude de movimento). A distribuição dos sensores pela estrutura deverá ser efetuada de modo a que permita avaliar as configurações modais e sejam colocados em locais com maior amplitude para aumentar a fiabilidade das medições. Assim é natural colocar unicamente sensores nas galerias superiores, porque para cotas mais baixas os valores observados para as ações ambientais são da mesma ordem de grandeza do ruído da aparelhagem e por isso sem expressão.

O sistema está normalmente configurado para efetuar registos de séries temporais de acelerações com a duração de 30/60 minutos de todos os pontos instrumentados. A duração é definida de acordo com as amplitudes dos sinais registados e com as técnicas usadas no seu tratamento, podendo ser ajustada se for conveniente. Para cada registo é efetuado o processamento automático para a determinação dos parâmetros modais, sendo assim possível obter no máximo 48/24 valores diários para cada parâmetro. O sistema central constituído por um computador é responsável pela gestão e armazenamento dos registos. O tratamento automático dos registos poderá ser efetuado na unidade central do sistema ou num computador remoto que recebe os dados e procede ao seu processamento. Esta divisão de tarefas poderá ser benéfica para a fiabilidade e duração do sistema.

Nestes sistemas são utilizados métodos de identificação modal “*output-only*” devido ao desconhecimento da excitação imposta à estrutura. Entre os métodos mais utilizados, encontram-se *Frequency-Domain Decomposition* (FDD), *Enhanced Frequency-Domain Decomposition* (EFDD), *Covariance driven Stochastic Subspace Identification* (SSI-Cov) e *poly-Least Squares Complex Frequency Domain* (p-LSCF). Nesta área o LNEC tem trabalhado em parceria com o ViBest da FEUP no desenvolvimento de metodologias para identificação modal automática aplicadas a barragens de betão [13][14][15]. Nesta linha de investigação estão a ser desenvolvidas e testadas metodologias para a deteção automática de alterações do comportamento estrutural e identificação da zona e dano inerente à referida modificação.

Como exemplo deste tipo de sistemas apresenta-se a descrição do que foi implementado na barragem do Baixo Sabor. O sistema de monitorização dinâmica em contínuo implementado na barragem é constituído por três subsistemas ligados por fibra ótica, perfazendo um total de 20 acelerómetros uniaxiais instalados na direção radial (Fig. 2). Cada subsistema possui um digitalizador que posteriormente envia a informação para computador compacto Intel® NUC (*Next Unit of Computing*). Para realizar a análise modal deve-se garantir uma boa sincronização dos dados registados por todos os digitalizadores, o que exigiu a instalação de uma antena GPS (*Global Positioning System*) em cada subsistema. Além disso, o computador NUC é ligado à rede de fibra ótica entre a barragem e a central permitindo o seu acesso remoto. Apresenta-se na Fig. 3, um esquema com os principais elementos que compõem o sistema de monitorização dinâmica em contínuo. Todos os registos temporais são transmitidos automaticamente através de uma ligação VPN (*Virtual Private Network*) dedicada, para as instalações do LNEC e da FEUP, onde posteriormente são processados e analisados.

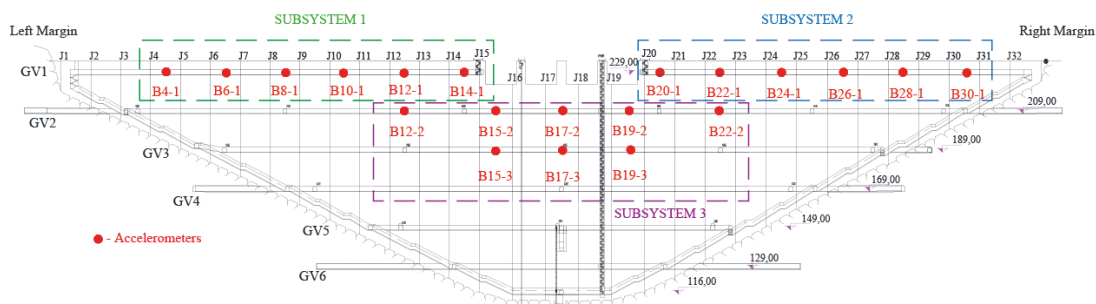


Fig. 2 - Localização dos pontos de observação do sistema de monitorização dinâmica em contínuo instalado na barragem do Baixo Sabor

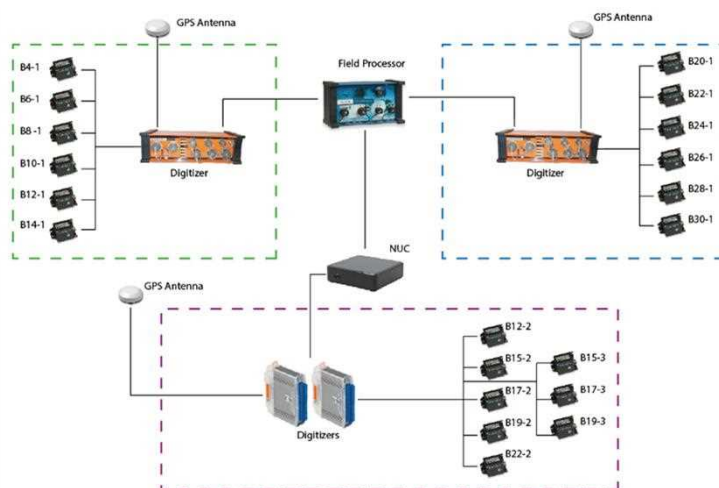


Fig. 3 - Esquema geral da arquitetura do sistema de monitorização dinâmica em contínuo da barragem do Baixo Sabor

## 2.4. Sistemas de observação sísmica (SOS)

De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)[17] é necessário instalar um Sistema de Observação Sísmica (SOS) que permita monitorizar a resposta dinâmica da estrutura durante a ocorrência de eventos sísmicos. Neste âmbito, tem sido instalado este tipo de sistemas nas barragens recentemente construídas. Os SOS, têm como objetivo possibilitar a análise do comportamento dinâmico das barragens quando sujeitas a ações sísmicas. Para esse efeito são utilizados sistemas ativos, permanentemente funcionais, que garantam a medição e o registo da resposta das estruturas quando da ocorrência de sismos e, na sequência, permitam também efetuar uma correta caracterização da ação dinâmica aplicada à barragem e, nas situações em que tal se considere útil, a propagação no terreno ao longo da albufeira.

Face à importância da obra e da zona em que está implantada, foram definidos dois tipos de SOS:

- 1-Com instalação apenas de sensores na barragem, de modo a observar o comportamento dinâmico da estrutura e a caracterizar a ação sísmica imposta pela fundação.
- 2-Com instalação do indicado no ponto anterior e também de estações remotas ao longo da albufeira, para tentar determinar as características do evento sísmico (localização, magnitude, momento, etc).

Estes sistemas deverão estar em “alerta” constante para que, quando ocorra um evento sísmico, consigam acionar os mecanismos automáticos de recolha, armazenamento e transmissão da informação. Esta condição é essencial para atingir os objetivos, pelo

que é necessário que todas as estações estejam constantemente a recolher dados e, quando em algum ponto de medição seja ultrapassado um nível de aceleração pré-estabelecido, o sistema seja capaz de recolher automaticamente os registos de toda a rede de estações. Cada ponto de monitorização é composto por uma acelerómetro tri-axial, com digitalização e registo local para posterior envio para o sistema central.

Para além da gestão de toda a rede de estações, a unidade central deverá ser dotada de meios para a deteção da origem dos eventos nas situações em que tal seja possível. Os registos provenientes do SOS são armazenados no computador inserido na unidade central, sendo fundamental desenvolver aplicações de gestão e exploração remota do sistema, tratamento automático dos registos relativos à resposta estrutural e ligação ao base de dados da monitorização de barragens (gestBarragens).

Como exemplo deste tipo de sistemas apresenta-se a descrição do que foi implementado no Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor que inclui as barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro. Assim, foi instalado um sistema de monitorização estrutural que possibilita a medição e o registo da resposta das estruturas durante a ocorrência de sismos, e que permite também efetuar a caracterização das ações e o modo como se propagam no maciço rochoso, composto por três subsistemas com a seguinte composição genérica:

- Subsistema exterior: 6 estações remotas, implantadas diretamente no maciço rochoso, ao longo da área de intervenção do aproveitamento (Fig. 4).
- Subsistema de montante: 6 estações interiores, instaladas na barragem do Baixo Sabor (Fig. 5).
- Subsistema de jusante: 2 estações interiores, na barragem do Feiticeiro (Fig. 6).

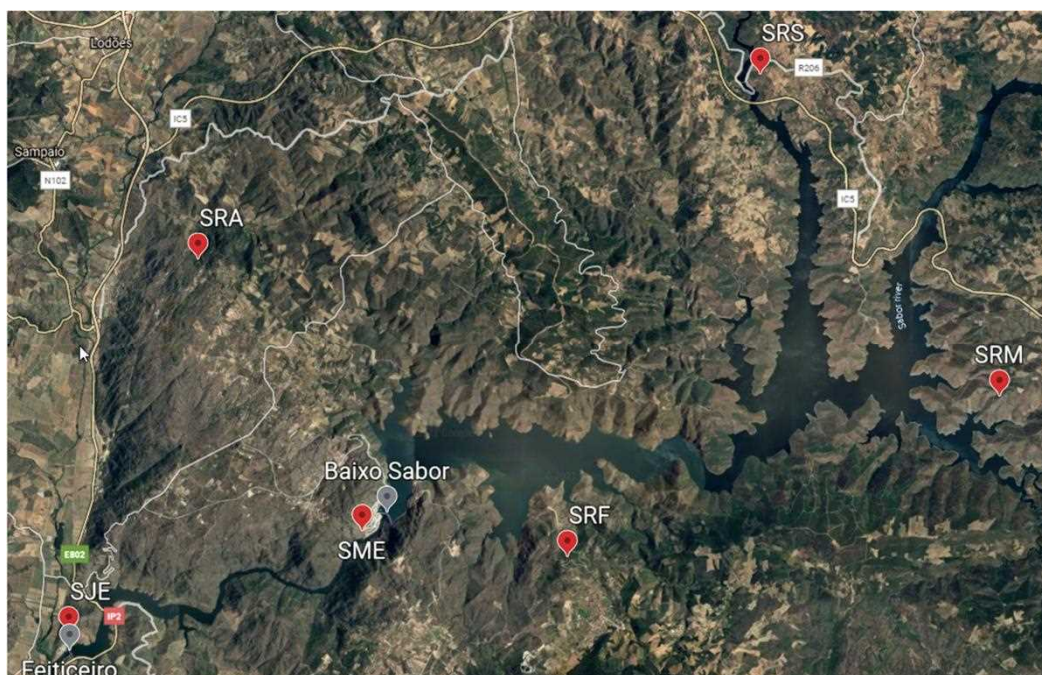


Fig. 4 - Planta geral com a localização das estações sísmicas exteriores e dos subsistemas interiores do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor



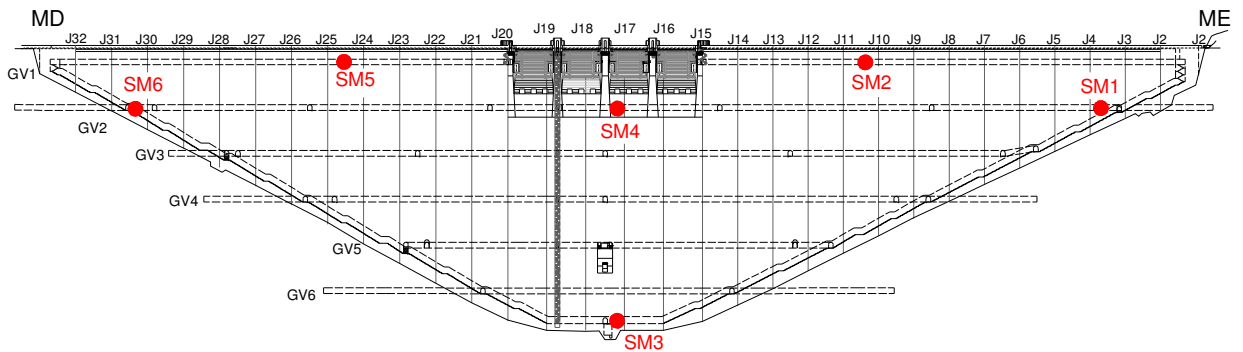


Fig. 5 - Localização dos sismómetros do subsistema de montante na barragem do Baixo Sabor

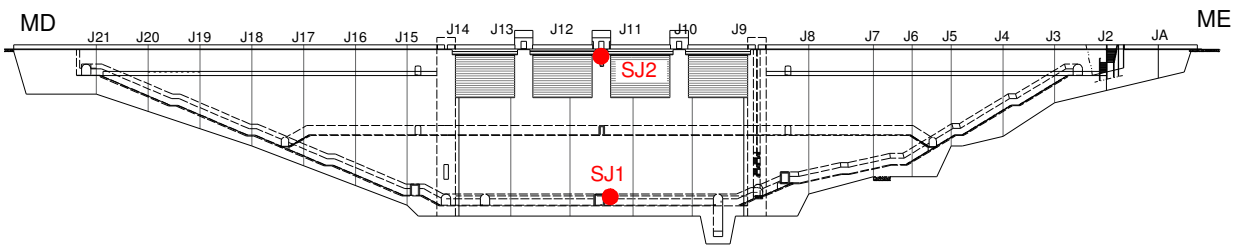


Fig. 6 - Localização dos sismómetros do subsistema de jusante na barragem do Feiticeiro

Na Fig. 7 apresenta-se um aspeto das estações remotas e instaladas no interior das barragens.



Fig. 7 - Vistas das estações sísmicas: a) remotas instaladas diretamente no maciço rochoso; e b) no interior das barragens

## 2.5. Considerações finais

O acompanhamento dinâmico do comportamento de barragens de betão, permite apoiar a avaliação da segurança das obras de uma forma expedita e global. Os sistemas de observação do comportamento dinâmico têm sido implementados em todas as novas barragens recentemente construídas. Na Tabela 1, apresentam-se os sistemas instalados em barragens portuguesas, bem como os ensaios de vibração forçada realizados. Os ensaios de vibração forçada são realizados para duas situações, uma primeira com albufeira vazia e a segunda quando é atingido o nível de pleno armazenamento, durante o primeiro enchimento da albufeira. Desta forma, é possível determinar o comportamento da barragem para duas situações de referência, e verificar da qualidade global da obra. O LNEC foi o responsável pela realização dos ensaios de vibração forçada e pela definição e configuração dos sistemas de observação dinâmica e atualmente faz a gestão e exploração destes sistemas.

Tabela 1- Barragens em Portugal com sistema de observação sísmica (SOS), sistemas de monitorização dinâmica em contínuo (SMDC) e realizados de ensaios de vibração forçada

Barragem	Ano de construção	Tipo	Altura máxima (m)	Dono de obra	Ensaio de vibração forçada	SOS		SMDC
						Tipo 1	Tipo 2	
Alqueva	2002	Abóbada	96,0	EDIA	2		X	-
Alto Ceira II	2014	Abóbada	41,0	EDP	2	X		-
Alto Tâmega	2023	Abóbada	106,5	Iberdrola	2	X		-
Baixo Sabor	2015	Abóbada	123,0	Engie	2		X	X
Cabril	1954	Abóbada	136,0	EDP	2			X
Daivões	2020	Arco-gravidade	77,5	Iberdrola	2	X		-
Feiticeiro	2015	Arco-gravidade	45,0	Engie	-		X	-
Foz Tua	2017	Abóbada	108,0	Engie	2		X	X
Ribeiradio	2015	Arco-gravidade	83,0	EDP	-	X		-

Legenda:

- SOS

Tipo 1 – Acelerómetros só na barragem

Tipo 2 – Acelerómetros na barragem e ao longo da albufeira

### 3. MODELOS NUMÉRICOS PARA INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO

#### 3.1. Considerações iniciais

Para o acompanhamento da evolução do comportamento dinâmico de barragens de betão, são desenvolvidos modelos numéricos com a modelação do conjunto barragem-fundação-albufeira. A metodologia apresentada baseia-se no desenvolvimento de modelos numéricos com o programa 3DEC [7], baseado nos métodos dos elementos discretos e dos elementos finitos, que permite analisar o comportamento mecânico de meios e estruturas com superfícies de descontinuidade. Nos diversos modelos elaborados são representadas as descontinuidades relativas às juntas de contração da barragem, a fundação e a albufeira.

Os modelos incorporam a discretização da albufeira de modo a ser possível simular o efeito da água sem recorrer a simplificações numéricas, como, por exemplo, a consideração do método das massas associadas de Westergaard [18], utilizado frequentemente na modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão. É reconhecido que em barragens abóbada as massas associadas de Westergaard sobrestimam o valor de massa que deve ser adicionada aos pontos nodais do paramento de montante da barragem [2][16]. Devido a este facto é normalmente necessário escalar as massas associadas com um valor que pode variar entre 0,5 e 1,0, não existindo nenhum critério objetivo para a sua escolha. Os modelos numéricos desenvolvidos eliminam este fator subjetivo, uma vez que incorpora a discretização geométrica da albufeira e o comportamento da água.

Os modelos são calibrados numa primeira fase com os resultados dos ensaios de vibração forçada, considerando-se, por isso, um comportamento elástico linear do betão da barragem, tendo em conta que o nível de vibrações imposto à estrutura é reduzido, não induzindo por isso tensões elevadas para as quais fosse necessário admitir comportamento não linear do material. No entanto, o modelo constitutivo das juntas de contração possibilita a consideração de comportamento estrutural não linear, em caso de abertura das juntas.

### 3.2. Modelação da interação hidrodinâmica com o programa 3DEC

A representação explícita da albufera implica a consideração, na malha de cálculo, de elementos que simulem adequadamente o comportamento dinâmico do fluido e a sua interação com a barragem e o maciço rochoso de fundação, assim como a utilização de condições de fronteira dinâmicas apropriadas.

Os blocos deformáveis habituais no 3DEC são discretizados em tetraedros do 1º grau, utilizados na representação do maciço rochoso, e em elementos finitos de 20 nós, na discretização da abóbada. Estes elementos standard não permitem simular o comportamento de um fluido, assimilado a um material elástico com módulo de distorção nulo, uma vez que se geram modos de deformação espúrios, sem significado físico. Para evitar este problema, o 3DEC dispõe de uma técnica numérica, que Cundall designou como discretização mista (*mixed discretization*), que consiste, no essencial, em substituir a deformação volúmica num elemento pela média das deformações volúmicas num conjunto de elementos adjacentes, que assim se admite terem a mesma deformação volúmica e, conseqüentemente, a mesma pressão [12]. No 3DEC existem dois tipos de *mixed discretization*, uma com base em macro-elementos paralelepípedicos e uma outra que pode ser simulada para uma malha arbitrária de tetraedros. No presente caso foi adotada a primeira opção, sendo a albufera dividida numa malha de blocos (ou macro-elementos) de 8 nós, solidarizados para simularem um meio contínuo. Para se obter um paralelepípedo de resposta simétrica são sobrepostas duas discretizações (*layers*) de 5 tetraedros cada, sendo feita a média das suas rigidezes e tensões. A técnica de discretização mista é aplicada separadamente a cada um dos *layers*, consistindo em tomar uma deformação volúmica igual à média dos 5 tetraedros.

A utilização de macro-elementos com discretização mista para a representação da albufera foi testada, por comparação com a solução analítica desenvolvida por Westgaard, que simula rigorosamente a interação hidrodinâmica para o caso de uma barragem rígida de paramento vertical, sujeita a uma aceleração uniforme [10]. Estes testes demonstraram que a formulação permite obter, com uma boa aproximação, o conhecido diagrama parabólico de pressões exercidas pelo fluido na barragem.

A interface barragem-albufera é representada por uma junta elástica, com uma rigidez tangencial nula, de modo a apenas considerar tensões normais no paramento. De igual modo, foi introduzida uma interface do mesmo tipo na base da albufera. A rigidez tangencial nula da junta permite ao fluido deslizar sobre o maciço sem gerar tensões de corte. No extremo da albufera são introduzidas condições de fronteira para simular a radiação da energia para a parte do reservatório não incluído no modelo, sendo adotada uma formulação de fronteiras viscosas, habitualmente utilizada no 3DEC para este efeito.

### 3.3. Modelos desenvolvidos

A modelação da albufera através desta nova abordagem já foi utilizada para a interpretação dos resultados dos ensaios de vibração forçada realizados nas barragens do Baixo Sabor [3][4](Fig. 8), e de Foz Tua [5]( Fig. 9), em que se obtiveram resultados muito satisfatórios. Para além destas barragens, também foram desenvolvidos modelos numéricos semelhantes para todas as obras em que houve a realização de ensaios de vibração forçada. No entanto, como as obras são de donos diferentes, optou-se por exemplificar esta metodologia conjunta com os exemplos das barragens do Baixo Sabor e Foz Tua.

Para otimizar o tempo de cálculo, estão a ser considerados modelos em que a fundação e albufera são discretizados com elementos tetraédricos do primeiro ou do segundo grau. Este tipo de abordagem permite uma diminuição no número de elementos,

considerando uma discretização mais apertada junto à barragem, aumentando depois a dimensão dos elementos para zonas mais afastadas da estrutura. Na Fig. 10, apresenta-se um modelo numérico de Foz Tua com a aplicação desta metodologia.

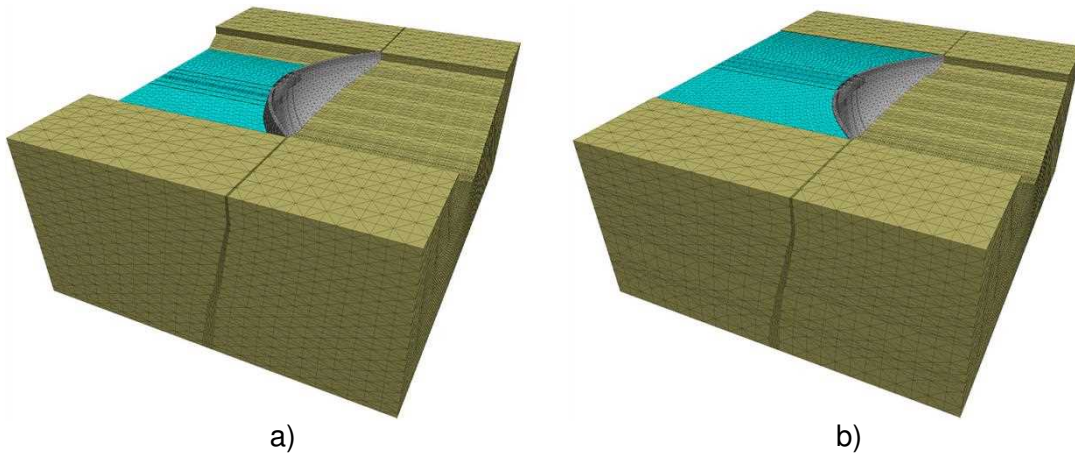


Fig. 8 - Perspetivas dos modelos numéricos do conjunto barragem-fundação-albufeira do Baixo Sabor relativos às cotas de albufeira dos ensaios de vibração forçada: a) albufeira à cota 195,5 m b) albufeira à cota 234,0 m

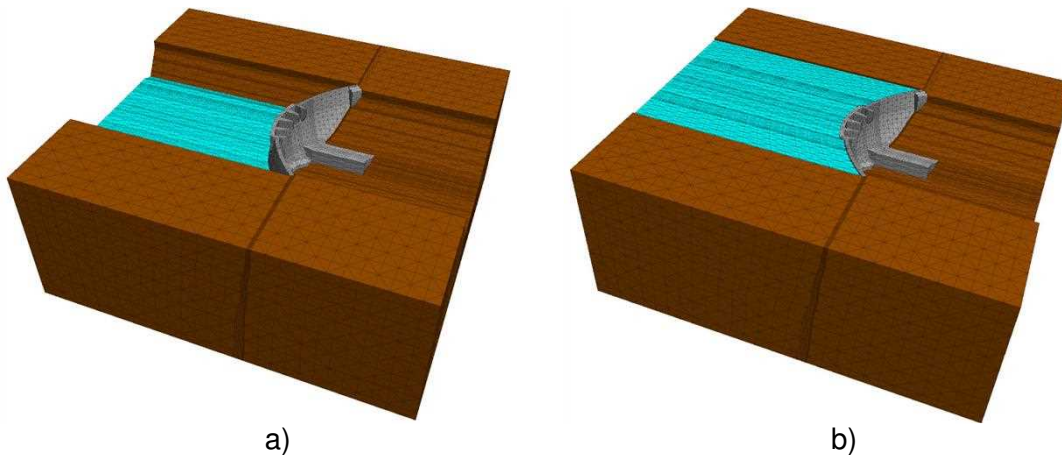


Fig. 9 - Perspetivas dos modelos numéricos do conjunto barragem-fundação-albufeira de Foz Tua relativos às cotas de albufeira dos ensaios de vibração forçada: a) albufeira à cota 123,0 m b) albufeira à cota 168,9 m

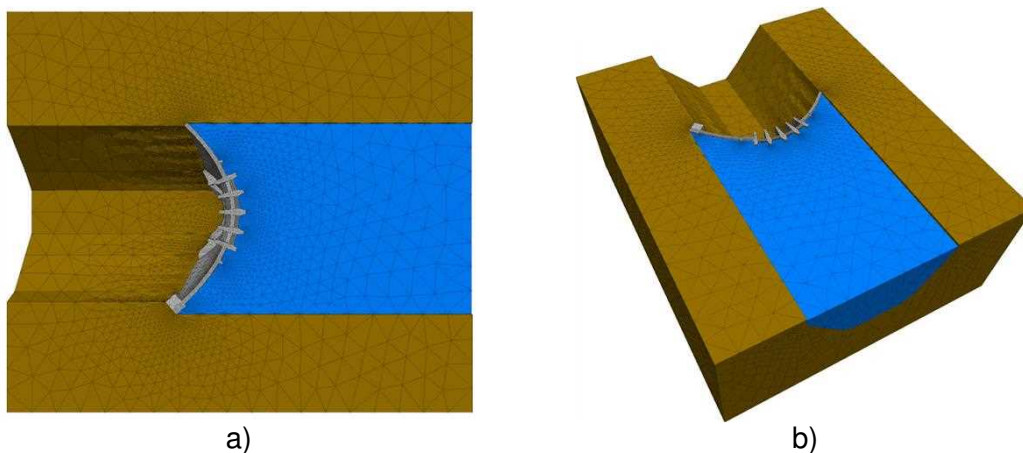


Fig. 10 - Perspetivas do novo modelo numéricos do conjunto barragem-fundação-albufeira de Foz Tua

## 4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

### 4.1. Ensaios de vibração forçada

Nas Tabelas 2 e 3, apresentam-se as frequências próprias determinadas experimentalmente a partir dos resultados dos ensaios de vibração forçada, as frequências próprias calculadas com os modelos numéricos e as diferenças entre as duas metodologias para as barragens do Baixo Sabor e Foz Tua. A verificação da correspondência entre os modos experimentais e os numéricos pode ser efetuada, numa primeira fase, através da comparação visual das configurações modais, o que permite obter, de forma direta, uma ideia qualitativa da correlação entre as formas dos modos de vibração. No entanto, as configurações modais são, em geral, bastante complexas, pelo que é aconselhável o uso da matriz de coeficientes MACij (*Modal Assurance Criterion*) [1].

Verificou-se uma excelente concordância entre os valores experimentais e numéricos, com uma diferença máxima de 1,33% para o Baixo Sabor e 7,43% para Foz Tua, podendo concluir-se que os modelos numéricos desenvolvidos reproduzem as condições da obra na altura em que foram executados os ensaios. Para Foz Tua, a diferença média entre situou-se em cerca de 2,33% o que é um valor aceitável.

Tabela 2- Comparação das frequências próprias determinadas experimentalmente nos ensaios de vibração forçada e através dos modelos numéricos, para as situações de albufeira vazia e cheia da barragem do Baixo Sabor [4]

Modo	Frequência própria (Hz)		MAC	Diferença	
	Vibração forçada	Modelo numérico		(Hz)	(%)
Modelo para a situação de albufeira vazia (195,5 m)					
1	2,75	2,75	0,82	0	0,00%
2	2,95	2,95	0,96	0	0,00%
3	3,87	3,92	0,91	0,05	1,29%
4	4,46	4,43	0,78	-0,03	-0,67%
5	5,26	5,33	0,88	0,07	1,33%
6	5,88	5,92	0,84	0,04	0,68%
Modelo para a situação de albufeira cheia (234,0 m)					
1	2,44	2,44	0,96	0,00	0,00%
2	2,57	2,56	1,00	-0,01	-0,39%
3	3,34	3,31	0,96	-0,03	-0,90%
4	3,93	3,92	0,90	-0,01	-0,25%
5	4,78	4,75	0,88	-0,03	-0,63%
6	5,37	5,44	0,84	0,07	1,30%

Tabela 3- Comparação das frequências próprias determinadas experimentalmente nos ensaios de vibração forçada e através dos modelos numéricos, para as situações de albufeira vazia e cheia da barragem de Foz Tua [5]

Modo	Frequência própria (Hz)		MAC	Diferença	
	Vibração forçada	Modelo numérico		(Hz)	(%)
Modelo para a situação de albufeira vazia (123,0 m)					
1	3,66	3,65	0,99	-0,01	-0,27%
2	3,88	3,90	0,98	0,02	0,52%
3	5,09	5,32	0,96	0,23	4,52%
4	6,81	6,81	0,94	0,00	0,00%
5	7,87	8,24	0,86	0,37	4,70%
Modelo para a situação de albufeira cheia (168,9 m)					
1	3,05	3,05	0,99	0,00	0,00%
2	3,25	3,23	0,98	-0,02	-0,62%
3	4,30	4,42	0,96	0,12	2,79%
4	5,64	5,88	0,94	0,24	4,26%
5	6,90	7,41	0,86	0,51	7,39%

#### 4.2. Sistemas de monitorização dinâmica em contínuo (SMDC)

Os modelos numéricos calibrados com os ensaios de vibração forçada, permitem posteriormente acompanhar a evolução do comportamento dinâmico da obra ao longo do tempo considerando a variação das ações, nomeadamente a cota da albufeira. Para o efeito são desenvolvidos vários modelos com cotas de albufeira diferentes e comparados os resultados com os provenientes dos sistemas de monitorização dinâmica em contínuo instalados. Na Fig. 11 apresentam-se os valores das primeiras seis frequências próprias, determinadas para diferentes cotas da albufeira, a partir do modelo numérico (NUM), do ensaio de vibração forçada (EVF) e da curva média obtida a partir da monitorização em contínuo (SMDC). Os resultados observados compreendem o período de 2016 a 2022. A curva média SMC foi determinada a partir dos coeficientes da regressão linear múltipla aplicados aos respetivos parâmetros. Para a cota 234,0 m verifica-se uma excelente concordância entre as 3 metodologias, para praticamente todas as frequências, com exceção da última, em que o ensaio de vibração forçada apresenta uma pequena diferença de 1,3%, valor perfeitamente aceitável. Os resultados do modelo numérico e observados apresentam uma boa concordância, podendo concluir-se que não houve alteração do comportamento ao longo do período de observação.

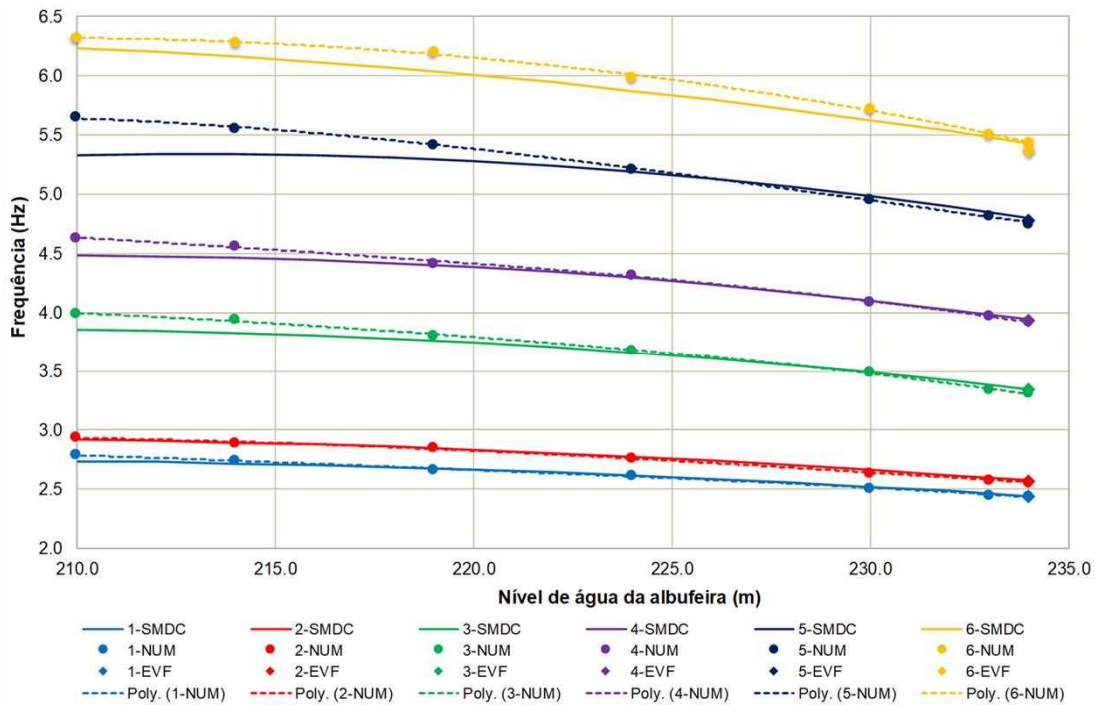


Fig. 11 - Frequências próprias determinadas com o modelo numérico (NUM), obtidas no ensaio de vibração forçada (EVF) e curva média obtida na monitorização dinâmica em contínuo (SMDC), para diferentes cotas de albufeira da barragem do Baixo Sabor

### 4.3. Sistemas de observação sísmica (SOS)

Para a análise do comportamento dinâmico da barragem a sismos de pequena intensidade, foi adotado o modelo numérico calibrado com os resultados experimentais referidos anteriormente, considerando fronteiras absorventes para simular a continuidade do maciço de fundação. Devido à dimensão finita do modelo numérico, a reflexão das ondas sísmicas nas fronteiras em que existe continuidade do maciço rochoso, iria afetar o comportamento dinâmico da barragem. Assim, foram impostas as condições de “*free-field*” com base no modelo proposto em 3DEC [2] (Fig. 12a), para a absorção das ondas sísmicas, simulando assim a sua propagação para além da fronteira finita do modelo numérico (Fig. 12b).

O sistema de observação sísmica (SOS) implementado na barragem do Baixo Sabor tem registado a ocorrência de vários sismos de baixa intensidade, tendo sido escolhido o evento de 2020/10/03 às 12:29, cujo epicentro foi a cerca de 8 km da barragem e uma magnitude de aproximadamente 2,0. Com base nos registos dos sismómetros instalados ao longo da fundação da barragem, foram determinadas as velocidades a aplicar na base do modelo numérico. Estas velocidades foram convertidas em histórias de tensões dinâmicas com base nas características do maciço rochoso (massa específica e velocidades de propagação das ondas de corte e de pressão), para aplicação no modelo numérico. Na Fig. 13, apresentam-se as velocidades obtidas na fundação (SM3) e junto ao coroamento (SM2) no modelo numérico e no SOS. Verifica-se uma boa concordância entre os valores de pico obtidos com o modelo numérico e os valores observados [6].

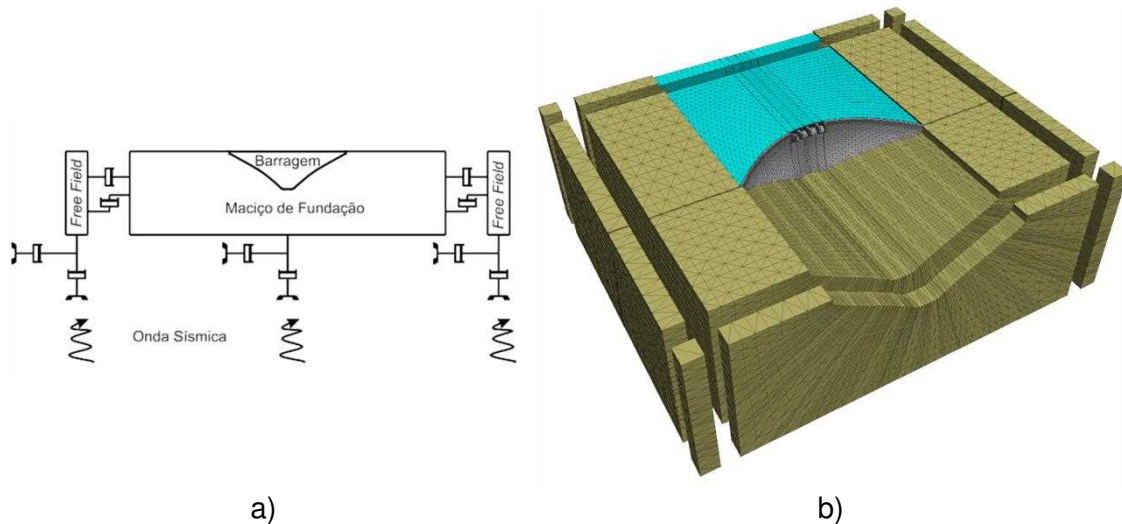


Fig. 12 – Modelo numérico para o estudo da ação de sismos: a) esquema das condições de fronteira adotada (*free-field*); e b) vista do modelo numérico com representação dos blocos que simulam as condições de fronteira de *free-field* da barragem do Baixo Sabor

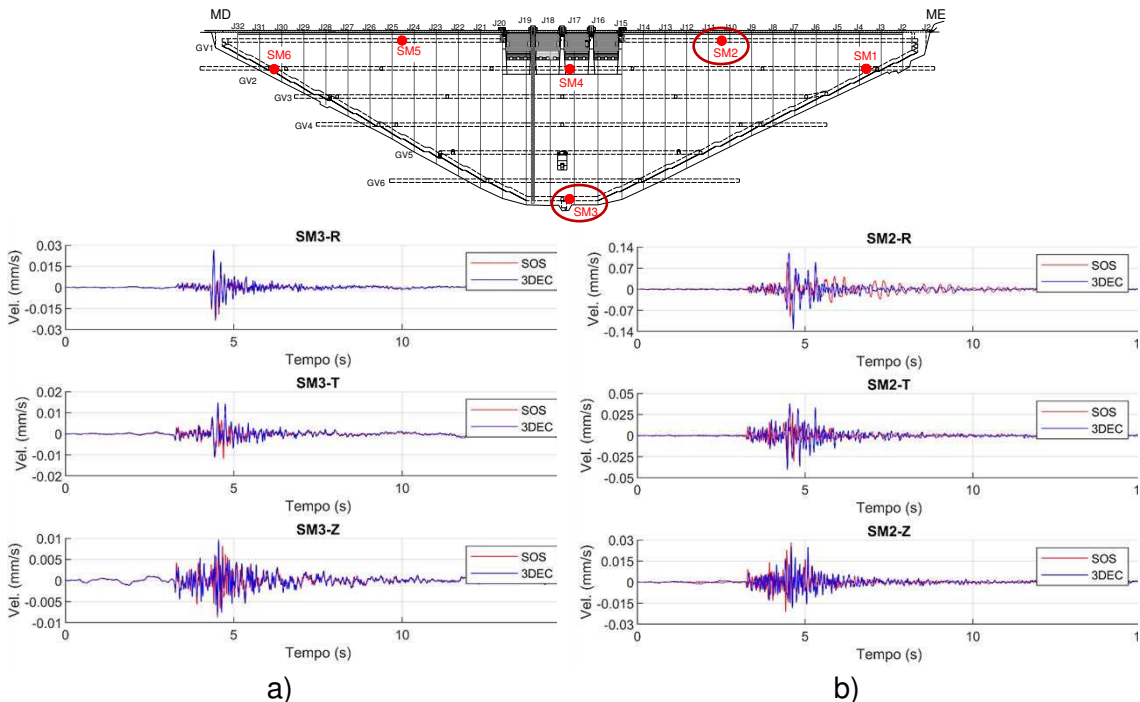


Fig. 13 – Comparação das velocidades nos pontos SM2 e SM3 obtidas no modelo numérico com os valores observados da barragem do Baixo Sabor

## 5. CONCLUSÕES

A avaliação do comportamento dinâmico das estruturas é uma ferramenta importante porque permite detetar, a partir da alteração do comportamento dinâmico da obra, modificações estruturais ocorridas durante esse período. A realização dos ensaios de vibração forçada em barragens de betão para a determinação do comportamento dinâmico continua a ser uma das técnicas mais fiáveis nesta área. Complementando estes resultados, com a instalação de sistemas de monitorização dinâmica em contínuo e de observação sísmica, origina uma metodologia experimental robusta no acompanhamento do comportamento estrutural.



Para a interpretação dos resultados da monitorização dinâmica é utilizado um modelo numérico, com representação do maciço rochoso de fundação, calibrado com os resultados do ensaio de vibração forçada. Neste modelo a albufeira é discretizada com elementos finitos, o que permite simular com maior precisão o efeito da interação da água com a barragem e a fundação. Relativamente ao método das massas associadas de Westergaard, muito usado na prática, o modelo adotado permite, por um lado, eliminar a subjetividade da consideração do fator corretivo relativo às massas associadas e, por outro lado, simular melhor o comportamento dinâmico do conjunto da barragem-albufeira-fundação. A partir deste modelo foram realizadas várias discretizações da albufeira, correspondentes a diferentes cotas de água. Os valores das frequências próprias determinados numericamente e experimentalmente apresentam, em geral, uma boa concordância.

O modelo numérico calibrado, é utilizado para a determinação do comportamento dinâmico durante a ocorrência de um sismo de pequena intensidade. Verificou-se uma boa concordância entre os valores numéricos e os valores observados através do SOS, permitindo concluir que o evento sísmico não provocou alteração do comportamento. A utilização metodologias experimentais apoiadas em modelos numéricos calibrados é fundamental para garantir a segurança estrutural de barragens, permitindo detetar atempadamente alterações no seu comportamento.

## 6. AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Movhera/ENGIE a autorização concedida para a apresentação de alguns resultados relativos ao estudo e acompanhamento do comportamento dinâmico das barragens do Baixo Sabor e Foz Tua.

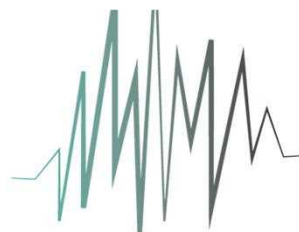
## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Allemang, R. J., (2003). The Modal Assurance Criterion – Twenty years of use and abuse. *Sound and Vibration*, pp, 14-21.
- [2] Chinese National committee for Large Dams (CHINCOLD) (2014) *Seismic safety of dams in China*.
- [3] Gomes, J.P.; Lemos, J.V., (2019). Avaliação do comportamento dinâmico da barragem do Baixo Sabor com base em métodos experimentais e numéricos. XXXII - Seminário Nacional de Grandes Barragens. Salvador, Brasil.
- [4] Gomes, J.P.; Lemos, J.V. (2020) Characterization of the dynamic behaviour of a concrete arch dam by means of forced vibration tests and numerical models. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Volume 49, Issue 7, pág. 679-694., (<https://doi.org/10.1002/eqe.3259>).
- [5] Gomes, J.P.; Lemos, J.V., (2020) Avaliação do comportamento dinâmico da barragem de Foz Tua com base em métodos experimentais e numéricos. Congresso Nacional Reabilitar & Betão Estrutural, Lisboa.
- [6] Gomes, J.P.; Lemos, J.V.;Pereira, S.; Magalhães, F.; Cunha, Á. (2023) Modelação numérica do comportamento dinâmico observado da barragem do Baixo Sabor. XXXIV Seminário nacional de grandes barragens, Foz de Iguaçu, Brasil.
- [7] Itasca (2017). 3DEC, 3-Dimensional Distinct Element Code, Version 5.2, User's Manual. Itasca Consulting Group. Minneapolis.
- [8] LNEC (1965). Vibrador mecânico. Projecto, construção e montagem.
- [9] LNEC (1995). Sistema electrónico de variação de frequência para um vibrador de ensaios dinâmicos. Relatório 130/95.
- [10] LNEC, (2008). Modelação numérica da interacção fluido-estrutura através de uma formulação de elementos finitos em deslocamentos. Relatório 54/2008.
- [11] LNEC (2013). Vibrador para ensaios de vibração forçada do DBB. Reconversão do sistema de comando. Relatório 441/2013.

- [12] Marti, J.; Cundall, P. (1982). Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse. *Int. Journal Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 6, pp. 129-139.
- [13] Pereira, S.; Magalhães, F.; Gomes, J.P.; Cunha, A.; Lemos, J.V. (2018) Dynamic monitoring of a concrete arch dam during the first filling of the reservoir. *Engineering Structures*, Volume 174, pag. 548-560, (<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.076>).
- [14] Pereira, S., Magalhães, F., Gomes, J.P., Cunha, Á., Paixão, J., Lemos, J.V. (2020) Continuous Dynamic Monitoring System of Foz Tua Arch Dam: Installation and First Results. *European Workshop on Structural Health Monitoring. EWSHM 2020*. vol 127, ([https://doi.org/10.1007/978-3-030-6459-46\\_32](https://doi.org/10.1007/978-3-030-6459-46_32)).
- [15] Pereira, S.; Gomes, J.P.; Magalhães, F.; Cunha, Á.; Lemos, J. V. (2023) Seven years of continuous dynamic monitoring of baixo sabor dam. *9th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN 2023, Atenas, Grécia, junho*.
- [16] Priscu, R.; Popovici, A.; Stematiu, D.; Stere, C. (1985) *Earthquake engineering for large dams*. John Wiley & Sons.
- [17] RSB, (2018). *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto Lei n.º 21/2018.
- [18] Westergaard, H.M. (1933) Water pressures on dams during earthquakes. *Trans. ASCE*, vol. 98, paper nº 1835.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Prevenção, mitigação,  
educação e proteção civil***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **IDENTIFICAÇÃO DE MEGA ROTURAS NA VERTENTE SOBRANCEIRA À FAJÃ DOS CUBRES, ILHA DE SÃO JORGE (AÇORES) – PROPOSTA DE MONITORIZAÇÃO**

**PAULO AMARAL**  
LREC

**ANA MALHEIRO**  
LREC

**ANDRÉ SANTOS**  
LREC

**FILIPE MARQUES**  
LREC

**LETÍCIA CUNHA**  
LREC

### **SUMÁRIO**

A ilha de São Jorge, no arquipélago dos Açores, apresenta uma forma alongada e arribas altas, cujo vulcanismo e morfologia reflete a tectónica regional. A morfologia, associada a uma elevada sismicidade, contribui para a ocorrência de instabilidades geomorfológicas, por vezes de grandes dimensões. Uma das situações verifica-se na escarpa sobranceira à Fajã dos Cubres. A realização de trabalho de campo e fotointerpretação permitiu identificar diversos indícios geomorfológicos que se desenvolvem no terço superior da falésia. No caso de ocorrer uma reativação decorrente de atividade sismovulcânica, situação verificada por análises pseudo-estáticas, causarão a destruição massiva da Fajã dos Cubres, e irão promover o desenvolvimento de novas fajãs, com potencial de geração de tsunamis. Face a este cenário, propõe-se a implementação de um sistema de monitorização para avaliação do estado de atividade cinemática dos maciços potencialmente instáveis, que permita, posteriormente, direccionar para sistemas de alerta e alarme e suportar medidas de ordenamento do território e de apoio à ação da proteção civil.

### **ABSTRACT**

The island of São Jorge, in the Azores archipelago, has an elongated shape and high cliffs whose volcanism and morphology reflect the regional tectonics. The morphology, combined with high seismicity, contributes to the occurrence of geomorphological instabilities, sometimes of large dimensions. One of the most critical situations is on the escarpment overlooking Fajã dos Cubres. Fieldwork and photo-interpretation allowed us to identify various geomorphological signs developing in the upper third of the cliff. If reactivated as a result of seismic activity, a situation verified by pseudostatic analysis, would cause massive destruction of Fajã dos Cubres and the development of new fajãs, with the potential to generate tsunamis. In view of this scenario, it is proposed that a monitoring system should be implemented to assess the state of kinematic activity of potentially unstable massifs, which will then enable warning and alarm systems to be targeted and support land-use planning measures and support the activity of civil protection.

**PALAVRAS-CHAVE:** Monitorização, análise pseudoestática, movimentos de vertente, Fajã dos Cubres, ilha de São Jorge.

## 1. INTRODUÇÃO

São vários os fatores que interagem de forma complexa no sentido de moldar a linha de costa em ilhas oceânicas de natureza vulcânica. Se por um lado, o vulcanismo é o principal agente impulsionador do crescimento insular, por outro lado, em oposição, são os processos de instabilidade geomorfológica, através de mecanismos de colapsos de flancos dos edifícios vulcânicos (desabamentos, deslizamentos, entre outros), em diferentes magnitudes e escalas temporais, o meio mais eficaz de erosão costeira e um dos mais perigosos processos naturais durante a evolução de ilhas vulcânicas [1, 2].

Os processos de instabilidade geomorfológica associados à atividade vulcânica, são as principais causas de ocorrência de mega roturas, incluindo a intrusão magmática por diques [3], a inflação e deflação da câmara de magma [4], processos de expansão em zona de rift vulcânico [5], colapsos de caldeiras [6] e terremotos [7].

Na ilha de São Jorge, no arquipélago dos Açores, a presença de fraturas subparalelas no sentido do comprimento da ilha, facilita o recuo costeiro e a geração de arribas altas [8], com alturas que muitas vezes excedem os 500 m. A natureza geológica, quanto ao seu quimismo, é resultante de um vulcanismo de carácter básico. A geologia combinada com a morfologia do terreno (altura e declive) são fatores de predisposição importantes na ocorrência de processos de instabilidade geomorfológica.

Na base das arribas em São Jorge, frequentemente, encontram-se depósitos detríticos, dando origem às designadas “fajãs” que, na sua maioria, encontram-se humanizadas. A presença de um elevado número de Fajãs, segundo [8], está em grande parte relacionada com as características geológicas e geotectónicas daquela ilha.

De um modo geral, eventos históricos que deram origem a fajãs no arquipélago dos Açores não são assim tão raros. Desde o descobrimento e povoamento, na última metade do século 15, contabilizam-se pelo menos 6 grandes eventos i) ilha Terceira, 1614; ii) São Jorge, 1757; iii) Ilha das Flores, 1847 e 1980; iv) Corvo, 2012; v) Pico – São Miguel Arcanjo, 2014.

Na ilha de São Jorge, as fajãs mais conhecidas, com uma identidade própria, de beleza única e importância no contexto de Reserva da Biosfera da UNESCO, são sem dúvida a Fajã dos Cubres e a Fajã da Caldeira do Santo Cristo, ambas com sistemas lagunares permanentes, situadas na costa norte daquela ilha.

A realização de trabalho de campo e fotointerpretação na vertente sobranceira à Fajã dos Cubres permitiu identificar diversos indícios geomorfológicos potenciais de gerar mega roturas que se desenvolvem no terço superior da falésia. No caso de ocorrer uma reativação decorrente de atividade sismovulcânica, pela sua dimensão, causarão a destruição massiva da Fajã dos Cubres, e irão promover o desenvolvimento de novas fajãs, com potencial de geração de tsunamis.

Neste trabalho, apresentam-se as evidências geomorfológicas que podem controlar a evolução daquela região, sendo fundamental perceber o estado de atividade e sua evolução ao longo do tempo, assim como o efeito da ação sísmica, como fator desencadeante de mega roturas.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOTECTÓNICO E GEOMORFOLÓGICO

O arquipélago dos Açores localiza-se na junção tripla entre as placas litosféricas Euroasiática, Norte-Americana e Núbica (Africana). O grupo Ocidental encontra-se edificado sobre a placa Norte Americana e as ilhas do Grupo Central e Oriental localizam-se no setor ocidental da Zona de Fratura Açores-Gibraltar, numa larga faixa litosférica cisalhada [9].

Esta faixa cisalhada, designada de *Rift* da Terceira [10], que se apresenta oblíqua relativamente à direção de expansão na Crista Média Atlântica (CMA), atua simultaneamente como um centro de expansão ultralento e uma zona de transferência que acomoda a deformação imposta pelo movimento diferencial entre as placas Eurasiática e Núbica, através de uma elevada quantidade de falhas ativas, ao longo das quais se regista frequentemente atividade sísmica e vulcânica [11] (Fig. 1).

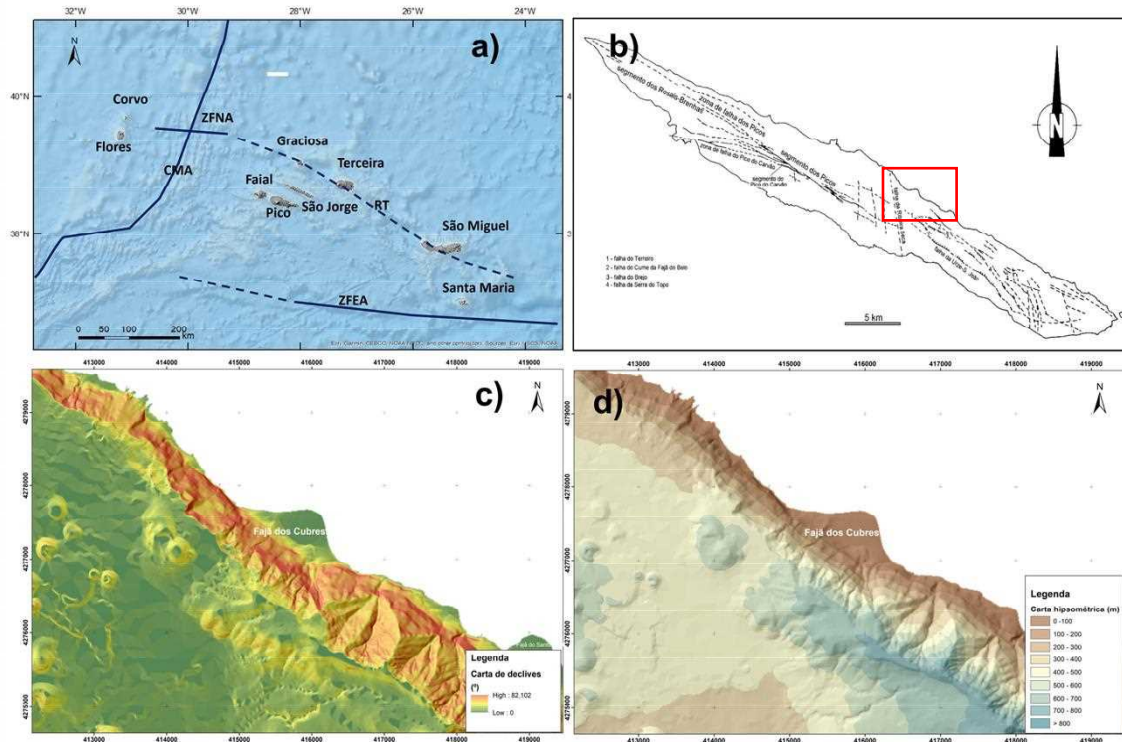


Fig. 1 – a) Localização geográfica do arquipélago e principais estruturas tectónicas (CMA- Crista Média Atlântica; ZFEA – Zona de fratura a Este dos Açores; ZFNA – Zona de Fratura a Norte dos Açores, adaptado de [9, 12]); b) Principais estruturas tectónicas existentes na ilha de São Jorge (adaptado de [8]); c) Carta de declives; e d) Carta hipsométrica da área de interesse.

No que respeita à sua morfologia, a ilha de São Jorge apresenta uma forma estreita e alongada, com cerca de 55 km de comprimento e aproximadamente 7 km de largura. É uma das ilhas que melhor representa a influência da tectónica regional na atividade vulcânica e na morfologia. Esta ilha, grosso modo, é dividida em dois grandes edifícios vulcânicos separados por falhas tectónicas. A parte mais antiga, a Este, e a parte mais recente, a Oeste, separada pela falha da Ribeira Seca. Assim sendo, do ponto de vista geomorfológico, divide-se em duas unidades [8]: (1) a região ocidental, que se desenvolve desde a Ponta dos Rosais até à Ribeira Seca; e (2) a região oriental que se estende desde a Ribeira Seca até à Ponta do Topo.

A ilha de São Jorge desenvolveu-se ao longo de acidentes tectónicos de direção WNW-ESE e NNW-SSE, ao longo dos quais se processou a ascensão magmática. Em alguns locais, as falhas WNW-ESE apresentam tendência para rodar para direções próximas de E-W [8].

A zona de estudo neste trabalho posiciona-se na região oriental. Trata-se da região mais antiga e dada a cessação da atividade vulcânica, a ocorrência de processos gravíticos permitiu o recuo do litoral, dando origem a arribas de maior altura, quando comparadas com a região ocidental. O litoral é caracterizado por uma costa alta e todas as fajãs existentes são de depósito de vertente. A grande retilinearidade de toda a costa NE de São Jorge e do litoral SW da região oriental indica claramente que a ação erosiva do mar foi controlada estruturalmente por falhas de direção WNW-ESE. Os vales



suspensos são o resultado de recuo das arribas, a um ritmo temporal mais rápido do que a incisão fluvial.

A orientação dos cones vulcânicos e do traçado da costa existente nesta região reflete um nítido controlo estrutural, em reflexo da tectónica regional associada ao Rift da Terceira, também de direção geral WNW-ESE a NW-SE, sendo que este controlo geológico e geoestrutural condiciona a presença de um elevado número de fajãs e desde logo, os processos de mega instabilidades que estão na sua génese.

A área de interesse situa-se na falésia sobranceira à Fajã dos Cubres, no concelho da Calheta. Esta área insere-se no Complexo Vulcânico do Topo que tem cerca de 1,3 milhões de anos. Nesta região, o vulcanismo foi essencialmente fissural e efusivo, onde as escoadas lávicas predominam, claramente, sobre os piroclastos. Estes últimos, apresentam-se, geralmente, muito alterados e com coloração avermelhada, estando associados a cones de escórias. As escoadas lávicas, bem como os diversos filões presentes, são de composição basáltica (s.l.). Acima dos 400 a 700 m observa-se a existência de uma espessa cobertura de solos constituídos por piroclastos de natureza basáltica (s.l.) (cinzas e *lapilli*), muitas vezes alterados.

Na área de interesse, do ponto de vista geomorfológico, identificam-se três unidades distintas, que nem sempre estão presentes: (1) dos 0 aos 100 m, uma plataforma detrítica, que corresponde a depósitos de vertente da Fajã dos Cubres, constituída por uma zona aplanada, onde se edifica várias habitações e se encontra o sistema lagunar daquela fajã; (2) dos 100 m aos 400 m, representa a parede da falésia com declives superiores a 40°. Nesta zona, a estrada de acesso corta a mesma no sentido descendente, de NW para SE, por escavação e aterro. Nesta unidade desenvolvem-se canais de escoamento, resultantes, essencialmente, da ação erosiva provocada por escoadas detríticas; (3) cotas superiores a 400 m, que corresponde à parte superior da falésia, onde o relevo é pouco acentuado e é caracterizado pela presença de cones de escória e derrames lávicos que moldam a paisagem.

O fator desencadeante que deu origem à formação da estrutura geomorfológica da Fajã dos Cubres é desconhecido mas, seguramente, está relacionado com mecanismos decorrentes de variações do estado de tensão resultantes de ações vulcano-tectónicas, dada a magnitude e extensão do depósito. Na sequência do evento sísmico de 9 de julho de 1757, de  $M=7,4$  [13], terão ocorrido inúmeros movimentos de vertente e terá sido gerado um tsunami, havendo referência por [14] que *“por efeito de outras semelhantes catastrofes tem desabado para o mar consideraveis porções da mesma ilha (...)”*, aumentando *“(...) a sua superfície, formando excrescências para o mar”*. Nas fajãs dos vimes, San-João e Cubres (...) correu a terra ao mar, e n'elle fez vários baixos. (...) Em outras partes da mesma ilha correram grandes pedaços e se acham separados d'ella, no mar, em pequena distancia, conservando suas arvores”.

Este evento causou a destruição de inúmeros edifícios e matou cerca de 1000 pessoas [13]. A crise sísmica de 1964 e o sismo de 1980 são outros exemplos que envolveram grande destruição na ilha de São Jorge.

Perante as transcrições descritas, facilmente se depreende que a Fajã dos Cubres resultou da acumulação multitemporal de material detrítico da vertente sobranceira, já que grande parte da sua área já estava formada em 1757. O evento sísmico de 9 de julho de 1757 despoletou novas ocorrências, que mobilizaram mais material, alimentando a fajã e originando outras na ilha.

A escarpa de rocha sobranceira à Fajã dos Cubres é um exemplo do resultado da ocorrência de processos gravíticos sucessivos e de multiestágios de rotura retrogressiva de grande escala. A assinatura destes processos encontra-se bem demarcada na morfologia, o que se apresenta seguidamente.

### 3. EVIDÊNCIAS MORFOLÓGICAS DE PROCESSOS DE INSTABILIDADE

O trabalho de campo e fotointerpretação na vertente sobranceira à Fajã dos Cubres permitiu identificar diversos indícios geomorfológicos que se desenvolvem no terço superior da falésia. No total, foram identificadas 4 grandes situações, de SE para NW, designadas de #MV1 (MV – movimento de vertente), #MV2, #MV3 e #MV4 (Fig. 2).

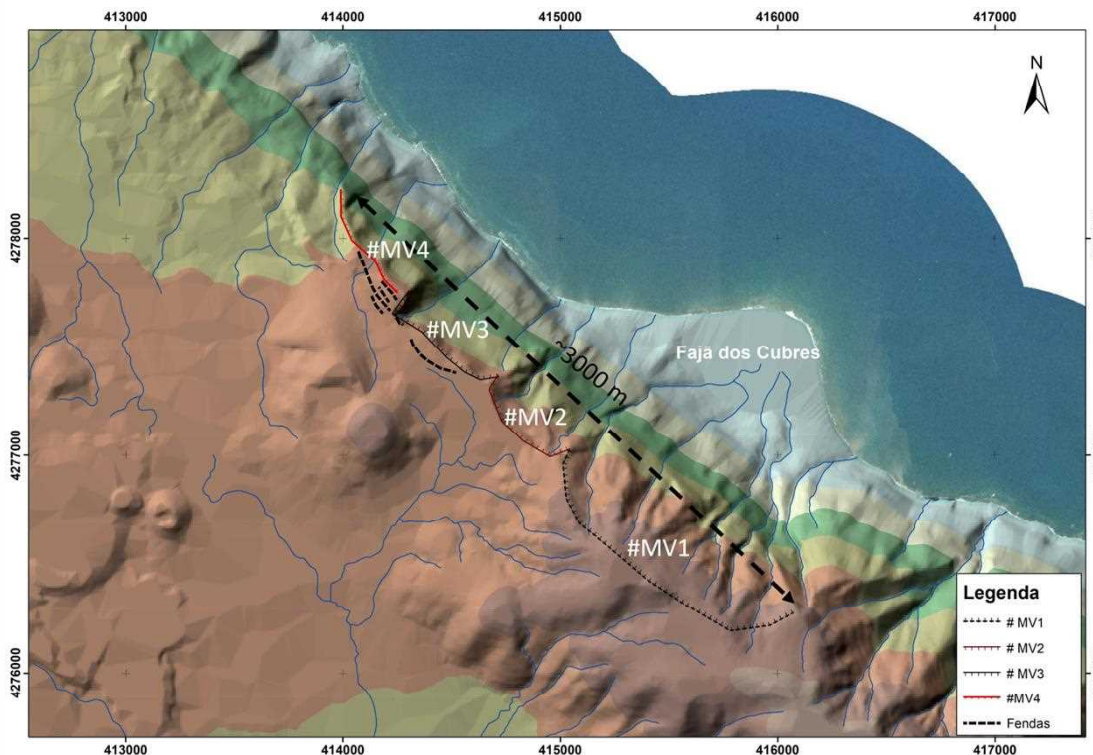


Fig. 2 – Identificação de mega instabilidades na vertente sobranceira à Fajã dos Cubres na ilha de São Jorge.

Em todas as situações identificadas foi possível constatar que a crista da falésia sobranceira apresenta um rebordo com geometria côncava (forma de concha) com formação de uma escarpa principal, típica de deslizamentos rotacionais. Entre os flancos, verifica-se a existência de uma área de depleção, cortada lateralmente por canais de escoamento, que aproveitam a descontinuidade morfológica para se desenvolverem. Apresenta-se na figura 3 uma imagem aérea oblíqua, conjuntamente com perfis transversais e perfis longitudinais representativos de cada local.

No caso da situação #MV1 (cujo estado de atividade é desconhecido [15]), verifica-se que entre os flancos esta instabilidade apresenta uma largura de cerca de 1200 m. A área de depleção denota um maior número de linhas de água e linhas de água mais encaixadas em toda a sua largura, quando comparado com os outros locais, o que demonstra que este setor é mais antigo do que os restantes, e que, seguramente, está na origem do principal depósito de vertente que constitui a Fajã dos Cubres. Verifica-se ainda, dentro da massa de terreno assinalada, roturas mais recentes, com depósitos na base, e processos erosivos resultantes de escoadas detríticas, como resultado da ocorrência periódica de processos de instabilidade mais superficiais, essencialmente despoletados pela precipitação.

No interior daquele anfiteatro sobressai um bloco abatido de grandes dimensões, sobranceiro à Fajã dos Cubres. Este bloco de terreno denota uma escarpa principal adoçada, inclinada para NW, no mesmo sentido da zona de cabeceira. Os limites

laterais são controlados lateralmente por dois canais de escoamento, um em cada flanco (ver Fig. 3a).

A segunda situação, #MV2, inicia-se no setor contíguo à situação anterior, a NW. A crista da falésia, na parte superior, denota igualmente uma geometria côncava e uma largura entre flancos de cerca de 450 m. Trata-se de um deslizamento com uma componente rotacional, cuja largura máxima é de cerca de 450 m. Na crista da falésia é bem visível a escarpa principal subvertical com um rejeito máximo de cerca de 20 m. O corpo do movimento de vertente apresenta-se limitado, entre flancos, por duas linhas de água. No setor superior da falésia é possível identificar um conjunto de indícios geomorfológicos que se enquadram perfeitamente nos indicadores dedicados à tipologia de deslizamentos do tipo rotacional, com planos de rotura profundos. Neste domínio, destacam-se os seguintes elementos: (1) escarpa principal; (2) escarpas secundárias; (3) relevo do terreno ondulado; (4) presença de aclives na base da escarpa principal, com presença de água por acumulação; e (5) corpo do movimento de vertente deformado (“embarrigado”), em virtude de mecanismos compressivos existentes a montante (ver Fig. 3b).

Caminhando para NW, encontram-se as situações #MV3 e a #MV4. No seu conjunto, têm uma extensão de cerca de 1110 m (ver Fig. 3c). Na #MV3, nos primeiros 600 m, verifica-se a existência de uma zona de depleção e uma escarpa principal e de flanco lateral NW, que inflete para NNE, bem marcada. A montante da escarpa é possível verificar uma zona de descompressão, materializada por fendas, que distam da crista da falésia, cerca de 80 m.

De referir que em 2003 este local foi palco de um desabamento da falésia, tendo o depósito destruído o caminho de acesso à Fajã dos Cubres. Na decorrência desta situação, verificou-se a abertura de fendas, de largura e profundidades significativas, como demonstram as imagens da figura 4.

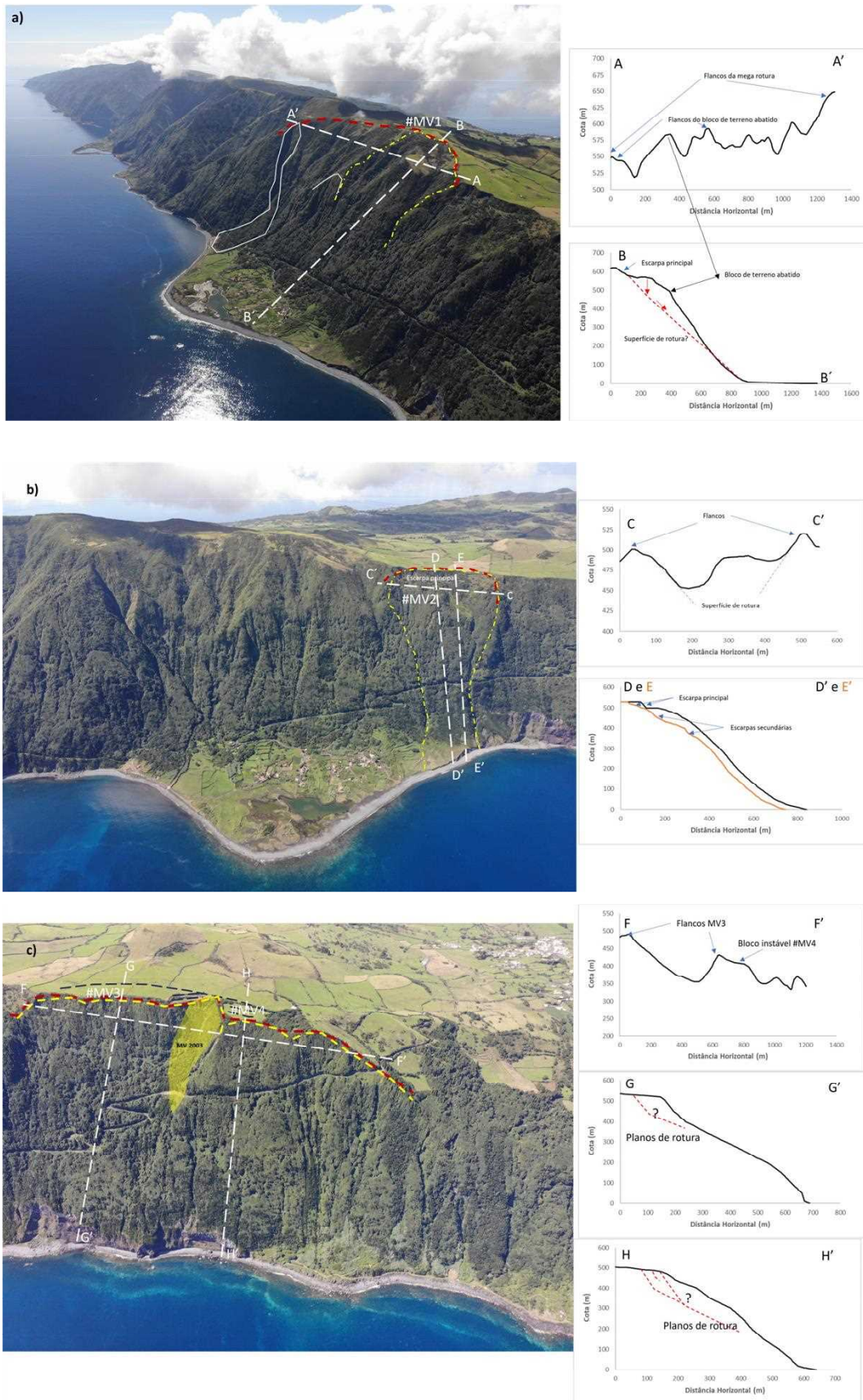


Fig. 3 – Vista geral de: a) #MV1; b) # MV2; e c) #MV3 e #MV4. Os perfis representam um corte transversal e longitudinal dos locais. (Créditos fotográficos para Rui Serqueira - Serviços de Ambiente da ilha de São Jorge).



Fig. 4 – Vista geral da cicatriz do movimento ocorrido em 2003 (à esquerda) e fendas encontradas no terreno (à direita).

O #MV4 corresponde a um setor que apresenta pelo menos dois bordos superiores côncavos, sendo que na base da falésia são visíveis processos de erosão/instabilização devidos à ação marítima, e um depósito de vertente. Na parte superior, na plataforma de terreno adjacente ao #MV3, verifica-se o prolongamento das fendas proveniente de #MV3 e a existência de um par de fendas de tração paralelos à crista. Pelas observações do terreno, o #MV3 e #MV4 são as situações mais ativas e mais recentes, encontrando-se ainda em fase de retrogressão e alargamento em diferentes blocos, que tenderão a coalescer.

#### 4. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE E PROPOSTA DE MONITORIZAÇÃO

Para as situações de instabilidade geomorfológica observadas, levantam-se duas questões: As estruturas geomorfológicas identificadas são ativas ou inativas, do ponto de vista cinemático? No caso de serem inativas, no caso de ocorrer um sismo de magnitude moderada a elevada, estas estruturas apresentam potencial de gerar instabilidade, tendo em consideração as características geológicas e morfológicas da falésia? A forma de responder à questão 1 e questão 2 está descrita em §4.2 e §4.1, respetivamente.

##### 4.1. Análise de estabilidade

No sentido de dar resposta à segunda questão, e tomando apenas como exemplo a situação #MV1, setor sobranceiro à Fajã dos Cubres, é efetuado um exercício de análise de estabilidade pela Redução da Resistência ao Corte (RRC) por elementos finitos [16]. Na RRC a localização da superfície de rotura da massa de solo é conseguida pela redução progressiva dos parâmetros de resistência ao corte. A visualização da rotura do talude é verificada através de zonas nas quais a resistência ao corte é insuficiente para resistir às tensões tangenciais.

Para a análise de estabilidade foi aplicado o modelo Generalizado de *Hoek-Brow* e consideradas as seguintes situações: i) condições estáticas, de modo a avaliar o estado atual de estabilidade, e ii) condições pseudo-estáticas, de modo a simular as forças de inércia induzidas pela ação sísmica. O coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ) e vertical ( $k_v$ ) foram, respetivamente, de 0,15 e  $\pm 0,075$  (obtidos com base no Eurocódigo 8, parte 1 e 5 - NP EN 1998-1/5:2010). A zona sísmica considerada foi a 2.1, cujo valor de aceleração máxima à superfície ( $a_{gR}$ ) é de  $2,5 \text{ m/s}^2$  e o tipo de terreno adotado foi o B.

Algumas simplificações foram tidas em consideração, nomeadamente o contexto geológico e geotécnico. Neste sentido, foi adotado o perfil topográfico B-B' (Fig. 3a) e admitiu-se que toda a vertente é constituída por rocha de natureza basáltica vacuolar, medianamente fraturada, e por brechas vulcânicas (clinker). Este contexto geológico é reconhecido ao longo dos taludes de escavação da estrada de acesso, em taludes de linhas de água e em cicatrizes frescas decorrentes de escorregamentos superficiais. Assim, considerou-se um índice de resistência geológica (GSI) entre os 40 % e os 50 %, atribuindo-se um quantitativo de 45 %, uma resistência à compressão uniaxial de 50 MPa e um peso volúmico do material rochoso de 25 kN/m<sup>3</sup> [17]. Tratando-se de uma zona com nascentes na base da falésia, a existência de água na vertente foi tida em consideração com um  $r_u$  igual a 0,1.

Neste trabalho foi utilizado o programa de elementos finitos RS2 da *RocScience*. De acordo com o RRC, no ponto crítico a massa de solo está na iminência de rotura e o fator de redução de resistência é então equivalente ao Fator de Segurança procurado. A indicação de rotura considerada no modelo de análise de estabilidade é a de não convergência da solução [18], quando não ocorre mais mobilização de resistência necessária para se manter o equilíbrio.

Para condições estáticas o valor RRC obtido foi 1,63, valor este superior à condição teórica de equilíbrio limite (RRC = 1). Para as ações pseudoestáticas ocorreu uma redução de 44 %, com um quantitativo de RRC de 0,92. Em ambas as condições, formou-se uma banda plástica muito consistente com o prolongamento e continuidade da escarpa principal encontrada no terreno. Na figura 5 apresentam-se as deformações máximas de corte para a condição estática e pseudoestática, assim como a variação do fator de resistência crítica em função do coeficiente sísmico horizontal.

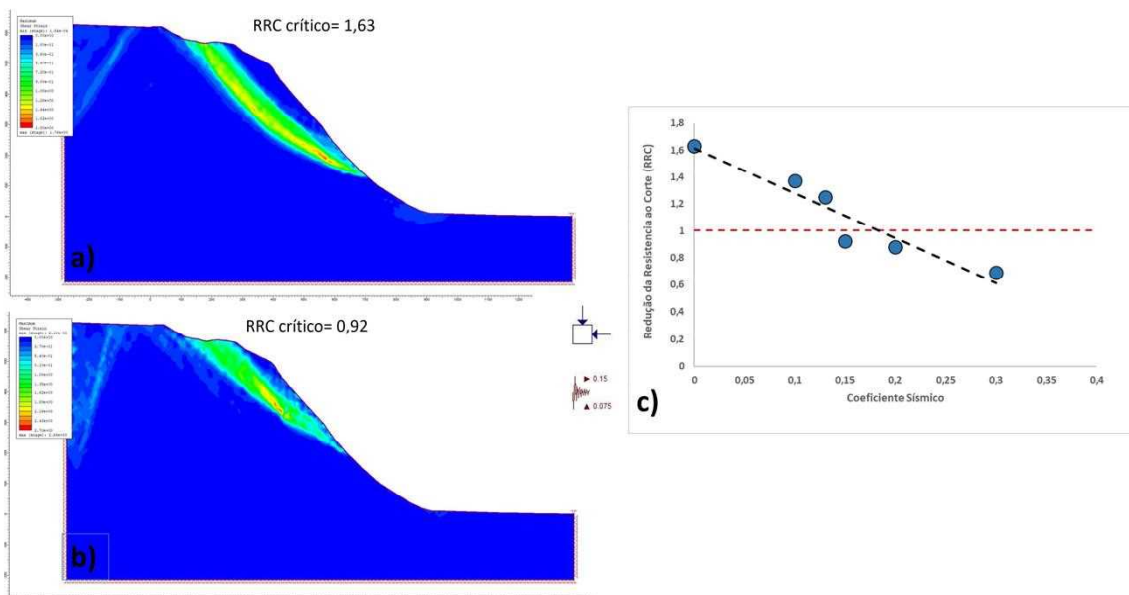


Fig. 5 – Deformações máximas de corte para a solução de não convergência: a) em condições estáticas; b) em condições pseudoestáticas; c) variação do fator de redução da resistência ao corte em função da variação do coeficiente sísmico horizontal para a situação #MV1.

## 4.2. Monitorização dos processos geomorfológicos - Proposta

A monitorização de processos de instabilidade geomorfológica é um requisito essencial para a compreensão da dinâmica do local e para a redução do risco afeto aos utilizadores daquele local. No sentido de se perceber o estado de atividade, é fundamental a aplicação de técnicas e métodos de monitorização, precisa e de elevada frequência temporal, de obtenção de variáveis (e.g., deslocamentos superficiais e

profundos, pressões intersticiais, entre outros parâmetros), com vista à deteção e à identificação de possíveis precursores de atividade (rotura inicial da vertente ou reativação, aceleração da massa em movimento). Neste contexto, os diferentes tipos de equipamentos aplicados na monitorização de vertentes podem dividir-se em: (1) métodos geodésicos; (2) métodos geotécnicos; e (3) métodos geofísicos.

No âmbito dos métodos geodésicos, uma grande variedade de técnicas e métodos podem ser aplicadas para a observação dos deslocamentos superficiais, variando desde os métodos geodésicos clássicos (taqueometria, Sistema Global de Navegação por Satélite — GNSS) [19], até aos de deteção remota (ótico, radar e LiDAR) [20]. A partir dos métodos clássicos resultam medições 3D, com uma elevada precisão (normalmente na gama de alguns milímetros) e observações de alta frequência (minutos a horas), no entanto, apenas fornecem informação ponto a ponto de marcas, pelo que denotam uma baixa resolução espacial. Pelo contrário, os métodos de deteção remota fornecem dados numa maior escala espacial, mas são caracterizados por baixa resolução temporal e baixa precisão (normalmente na faixa de alguns centímetros a decímetros, exceto o InSAR que permite alcançar precisões de alguns milímetros para a componente da elevação). Estes métodos raramente providenciam informação em 3D, excepto observações por LiDAR.

No segundo caso (métodos geotécnicos), os métodos e técnicas incluem a medição da deformação em profundidade e da superfície de modo a determinar a profundidade de rotura e a deformação associada, através dos deslocamentos horizontais e da inclinação da massa instabilizada, assim como das variações das condições de água existentes no subsolo, como é o caso da utilização de inclinómetros, tiltímetros, extensómetros, piezómetros, entre outros equipamentos. Tal como as geodésicas, apresentam elevada precisão e as observações podem ser feitas de forma permanente por medição contínua no tempo, 24 h sobre 24 h, 7 dias por semana.

O terceiro grupo (métodos geofísicos) inclui métodos indiretos de medição (e.g., sísmica de reflexão e refração, prospeção eletromagnética, resistividade elétrica, entre outras) [21]. Normalmente, estes métodos são utilizados como meio de prospeção de modo a dar informação 2D e 3D da massa instável e na determinação das suas características (dimensão, geometria, superfície de rotura, velocidade das ondas sísmicas ou do conteúdo em água). No entanto, a aplicação de técnicas de monitorização de sinais sísmicos permite a deteção de precursores ao longo do tempo em virtude da dinâmica da instabilidade, como é o caso de microssismos relacionados com processos de rotura progressiva, microfraturação e despreendimento de massas instáveis.

O topo da falésia sobranceira à Fajã dos Cubres constitui um sítio remoto, de difícil acesso para alguns setores (#MV1 e #MV2) para suportar a alimentação elétrica, aspeto crucial na definição de qualquer solução. A movimentação de terreno envolvendo uma componente rotacional ao longo de uma superfície de deslizamento induz deformação à superfície como resposta ao deslocamento da massa instabilizada, contribuindo para a variação da inclinação do solo.

Neste sentido, tratando-se de um local com a presença de sinais claros de características rotacionais, propõe-se a monitorização através de: i) uma rede de tiltímetros com comunicação rádio entre si e conectados a uma *SmartGateway* para medição rigorosa da inclinação do terreno; ii) rede de observação geodésica, suportada por medições topográficas de elevada precisão (0,5”), GNSS de dupla frequência na parte superior da falésia, no interior e fora das massa instáveis, e de nivelamento geométrico a implementar ao longo do caminho de acesso à Fajã dos Cubres; iii) extensómetros de cabo, com uma parte fixa nas cabeceiras e na base das escarpas principais (#MV2) ou entre fendas de tração; iv) *arrays* de sensores sísmicos para deteção de deformação não dúctil em profundidade. A grande desvantagem deste último sistema prende-se com o eventual ruído proveniente da ação do mar a poucas centenas de metros abaixo da falésia.

Todas os equipamentos, à exceção do nivelamento geométrico que terá de passar por campanhas regulares em função da extensão a considerar, operariam em tempo real, 24 h / 7 dias por semana. O sistema de alimentação terá de passar por um sistema fotovoltaico e a transmissão de dados via rede móvel a partir de cartões SIM do local para o centro de controlo remoto.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Fajã dos Cubres é um exemplo do resultado de megaprocessos de instabilidade. Numa extensão de cerca de 3000 m na parte superior da falésia sobranceira àquela fajã são visíveis e reconhecidos pelo menos 4 acidentes geomorfológicos de dimensões significativas, que caso sejam reativados têm potencial de gerar novas fajãs, soterrar a atual e desenvolver tsunamis. Em todos os casos identificados, os flancos laterais são materializados por *canyons* que controlam as fronteiras laterais das massas potencialmente instáveis.

Os indícios geomorfológicos podem ter resultado de efeitos de descompressão passados e, eventualmente, recentes, razão pela qual a importância de estudar a dinâmica de potenciais precursores de atividade geomorfológica naquele local da ilha. A realização de análises de estabilidade por elementos finitos aplicadas a um dos locais identificados (#MV1), permite verificar o potencial de gerar uma mega rotura através da formação de uma banda plástica coincidente com a escarpa principal da massa de terreno potencialmente instável, caso o local seja afetado por ações dinâmicas (sismo). Como trabalhos futuros, no domínio da modelação será fundamental a determinação da aceleração crítica para cada local potencialmente instável.

Devido à vulnerabilidade do local para a ocorrência de megaprocessos de instabilidade geomorfológica é essencial que qualquer estratégia de desenvolvimento sustentável tenha em consideração este tipo de fenómeno, e o desenvolvimento de metodologias e sistemas de monitorização e alerta/alarme eficazes para promover a mitigação do risco. Desconhece-se o estado atual de atividade (ativo, reativado, suspenso e inativo: dormente, abandonado, estabilizado e relíquia) de acordo com as recomendações de [15] no que toca aos movimentos de vertente apresentados.

Face a este cenário, propõe-se o desenvolvimento de ações no sentido da implementação de um sistema de monitorização para avaliação do estado de atividade cinemática (deslocamentos, velocidades e acelerações a longo, médio e curto prazos) dos maciços potencialmente instáveis, apoiados em redes compostas por tiltímetros, estações totais de elevada precisão, sistemas GNSS, rede de nivelamento e extensómetros) e por redes sísmicas para a identificação de precursores de atividade sísmica decorrentes da deformação dos sistemas, por forma suportar medidas robustas de ordenamento do território e precaver pessoas e bens em risco.

Numa primeira instância, estas ações terão de ser suportadas por financiamento através de projetos de investigação científicos para apoiar a aquisição de equipamentos e a cooperação de equipas multidisciplinares no domínio da geologia, geodesia e geofísica, de modo a cobrir as diferentes técnicas e métodos de observação, bem como de processamento, análise e interpretação de resultados.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Ramalho, R.S., Quartau, R., Trenhaile, A., Mitchell, N. C., Woodroffe, C.D. and Ávila, S.P. (2013) Coastal evolution on volcanic oceanic islands: A complex interplay between volcanism, erosion, sedimentation, sea-level change and biogenic production. *Earth-Science Reviews*, 127:170 p.
- [2] Hurlimann, M., Martí, J. and Ledesma, A. (2004) Morphological and geological



- aspects related to large slope failures on oceanic islands – The huge La Orotava landslide on Tenerife, Canary Islands. *Geomorphology* 62, 143–158.
- [3] McGuire, W.J. (1996) Volcano instability: a review of contemporary themes. In: McGuire, W.J., Jones, A.P., Neuberg, J. (Eds.), *Volcano Instability on the Earth and other Planets*. Geological Society Special Publication, London, pp. 1 –23.
- [4] Duffield, W.A., Stieltjes, L. and Varet, J. (1982) Huge landslide blocks in the growth of Piton de la Fournaise, La Réunion, and Kilauea, Hawaii. *J. Volcanol. Geotherm. Res.* 12, 147–160.
- [5] Van Wyk de Vries, B. and Francis, P.W. (1997) Catastrophic collapse at stratovolcanoes induced by gradual volcano spreading. *Nature* 387, 387– 390.
- [6] Martí, J., Hurlimann, M., Ablay, G. and Gudmundsson, A. (1997) Vertical and lateral collapses on Tenerife (Canary Islands) and other volcanic ocean islands. *Geology* 25 (10), 879–882.
- [7] Voight, B., Janda, R.J., Glicken, H. and Douglass, P.M. (1983) Nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide-avalanche of 18 May 1980. *Géotechnique* 33, 243– 273.
- [8] Madeira, J. (1998) Estudos de Neotectónica nas ilhas do Faial, Pico e S. Jorge: uma contribuição para o conhecimento geodinâmico da junção tripla dos Açores. Tese de doutoramento em Geologia, especialidade em Geodinâmica interna, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, 481 p.
- [9] Madeira, J. and Ribeiro, A. (1990) Geodynamic models for the Azores triple junction: a contribution from tectonics. *Tectonophysics*, 184, 405-415.
- [10] Machado, F. (1959) Submarine pits of the Azores plateau. *Bull. Volcanol., Série II, Tome XXI*, p. 109-116.
- [11] Carmo, R. (2013) Estudo da neotectónica na ilha de S. Miguel. Uma contribuição para o estudo do risco sísmico no arquipélago dos Açores. Tese de doutoramento. Departamento de Geociências. Universidade dos Açores, pp 306.
- [12] Gaspar, J.L., Queiroz, G., Ferreira, T., Amaral, P., Viveiros, F., Marques, R., Silva, C. and Wallenstein, N. (2011) Geological Hazards and Monitoring at the Azores (Portugal) Centro de Vulcanologia e Avaliação de Riscos Geológicos, Universidade dos Açores, Ponta Delgada, Azores, Portugal. <https://earthzine.org/2011/04/12/geological-hazards-andmonitoring-at-the-azores-portugal/>.
- [13] Nunes, J.C., Forjaz, V.H. and França, Z. (2001) Principais Sismos Destrutivos no Arquipélago dos Açores – Uma Revisão. 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Laboratório Regional de Engenharia Civil., p.119-131.
- [14] Canto, E. (1880) Arquivo dos Açores, Vulcanismo nos Açores. Ponta Delgada: Universidade dos Açores. Volumes I, II, IV e IX.
- [15] Working Party on World Landslide Inventory, UNESCO (1993) - A suggested method for describing the activity of a landslide. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 47, Paris, p.53-57.
- [16] Matsui, T. and San, K. C. (1992) Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique. *Soil Found.* 32, N° 1, pp. 59-70.
- [17] Malheiro, A., Amaral, P., Vieira de Sousa, J.F., Miranda, V. and Santos, A. (2018) Caracterização geomecânica de materiais rochosos de origem vulcânica dos arquipélagos dos Açores e Madeira. 16º Congresso Nacional de Geotecnia. Ponta Delgada, Açores.
- [18] Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. (1989) *The finite element method*, Vol. 1, 4th ed. London, New York: McGraw-Hill.
- [19] Malet, J.P., Maquaire, O. and Calais, E. (2002) The use of Global Positioning System for the continuous monitoring of landslides. Application to the Super-Sauze earthflow (Alpes-de- Haute-Provence, France). *Geomorphology* 43, 33–54.
- [20] Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellan, A., Derron, M.H., Loye, A., Metzger, R. and Pedrazzini, A. (2012) Use of LiDAR in landslide investigation/a review. *Nat. Hazards* 61 (1), 5–28.
- [21] Hussain, Y., Schlögel, R., Innocenti, A., Hamza, O., Iannucci, R., Martino, S. and Havenith, H.-B. (2022) Review on the Geophysical and UAV-Based Methods Applied to Landslides. *Remote Sens.* 2022, 14, 4564.

## **RISCO SÍSMICO EM ALMADA: DO DIAGNÓSTICO AO PLANEAMENTO E GESTÃO DO RISCO**

**FILIPE RIBEIRO**  
LNEC

**MARIA L. SOUSA**  
LNEC

**ANTÓNIO A. CORREIA**  
LNEC

**DELTA SILVA**  
LNEC

**ALEXANDRA CARVALHO**  
LNEC

**MARTA VICENTE**  
LNEC

**A. AIRES**  
CM Almada

**A. GODINHO**  
CM Almada

### **SUMÁRIO**

No âmbito da estratégia de cidade resiliente, a Câmara Municipal de Almada (CMA) solicitou ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) a realização de um estudo de risco sísmico, que visou estabelecer bases científicas para melhorar a estratégia de planeamento e gestão do risco do município, assim como desenvolver uma metodologia de comunicação do risco, com enfoque ao nível da comunidade escolar. Este estudo assentou na adoção de uma metodologia colaborativa, alicerçada num diálogo continuado entre investigadores, técnicos municipais nos domínios do planeamento urbano, proteção civil e outros sectores da sociedade civil. Este artigo pretende descrever o processo de análise do risco sísmico, ao nível da subsecção estatística, que envolveu a aquisição, tratamento e implementação de um grande volume de dados, assim como a sua implementação nas ferramentas de simulação utilizadas. Descrevem-se também as ações de comunicação de risco, realizadas numa lógica de investigação-ação, tendo como população-alvo a comunidade escolar.

### **ABSTRACT**

As part of its resilient city strategy, Almada City Council (CMA) asked the National Laboratory for Civil Engineering (LNEC) to carry out a seismic risk study, which aimed to establish scientific bases for improving the municipality's risk planning and management strategy, as well as developing a risk communication methodology, with a focus on the school community. This study was based on the adoption of a collaborative methodology, based on a continuous dialog between researchers, municipal technicians in the fields of urban planning, civil protection, and other sectors of civil society. This paper aims to describe the process of seismic risk analysis, at the statistical subsection scale, which involved the acquisition, processing, and implementation of a large volume of data, as well as its implementation in the simulation tools used. It also describes the risk communication actions carried out in an action-research approach, targeting the school community.

**PALAVRAS-CHAVE:** Almada, comunicação do risco, planeamento e gestão da emergência, resiliência, risco sísmico.

## 1. INTRODUÇÃO

Em 2020, a Câmara Municipal de Almada (CMA) estabeleceu um protocolo com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para o desenvolvimento de um estudo do risco sísmico ao nível do município. Este estudo pretende ser uma base para a melhoria da gestão do risco e para a definição da estratégia de reforço e da resiliência sísmica daquele território, apoiando a definição de planos de resposta e emergência e constituindo uma base estratégica para outras ferramentas de gestão urbana e territorial. Além disso, este estudo implementou e demonstrou a aplicabilidade de uma metodologia de comunicação do risco, junto da comunidade escolar, com o objetivo de ser reproduzida, de forma sistemática, pelos serviços da CMA.

Almada é um dos 18 municípios que compõem a Área Metropolitana de Lisboa (AML), situado na margem sul do rio Tejo, exibindo uma extensa frente fluvial e oceânica. Almada tem uma área de 70,21 km<sup>2</sup> e, de acordo com o Censos 2021, concentra 177.238 habitantes, cerca de 35.000 edifícios e 100.000 alojamentos. Mais de metade da população (95.000) reside na cidade de Almada, sendo esta a área onde a densidade populacional é mais elevada (ver Figura 1).

O estudo adotou uma abordagem multidisciplinar, baseada numa interação regular com os técnicos do município, de modo a cobrir as suas várias vertentes. Por outro lado, para a análise do risco sísmico em Almada, que envolveu a recolha e sistematização de um volume significativo de dados, foi necessário estabelecer parcerias com diversas entidades públicas e privadas, no sentido de caracterizar, com uma resolução ao nível da subsecção estatística, a perigosidade sísmica, para a qual é necessária a caracterização geológico-geotécnica do município, o parque construído e a sua vulnerabilidade, assim como a população residente. Apenas com esta informação devidamente integrada nas ferramentas de simulação é possível a definição de cenários sísmicos e o cálculo das suas consequências, devidamente materializadas em mapas de danos, perdas, população desalojada, entre outros.

Neste artigo pretende-se descrever o processo de aquisição, tratamento e implementação destes dados nas ferramentas de simulação utilizadas.

Numa lógica de investigação-ação, realizaram-se ações de comunicação de risco, baseadas numa metodologia anteriormente desenvolvida pelo LNEC e sucintamente descrita neste artigo, tendo como população-alvo a comunidade escolar. As ações foram dinamizadas, junto da comunidade escolar, por equipas constituídas por investigadores do LNEC e técnicos da CMA.

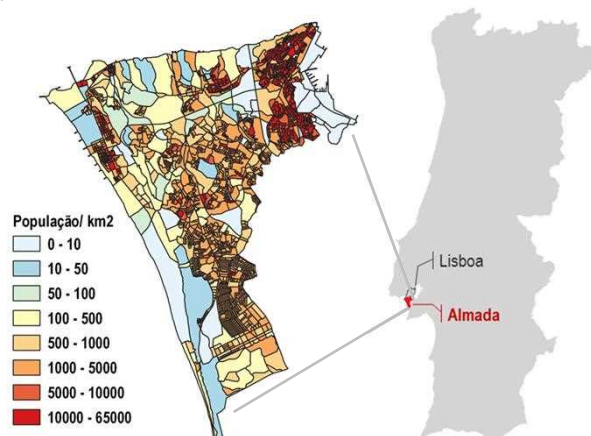


Fig. 1 – Densidade populacional no município de Almada ao nível da subsecção estatística

## 2. METODOLOGIA

### 2.1. Análise do risco sísmico

O simulador de cenários sísmicos desenvolvido no LNEC ([1], [2], [3] e [4]) foi utilizado para estudar o impacto, no município de Almada, de cenários sísmicos previamente definidos. Esta ferramenta serve três propósitos principais: (i) planeamento de soluções emergência, providenciando informação sobre danos e perdas esperadas, (ii) gestão de emergência devido à sua capacidade de operar em tempo real, uma vez conhecida a

magnitude e localização de um evento sísmico, e (iii) operar no apoio à tomada de decisão, nomeadamente na formulação de estratégias de redução do risco sísmico, fornecendo uma avaliação do impacto de cenários sísmicos, com uma desagregação geográfica fina e providenciando informação relevante sobre o tipo de solos e de construção onde se observam os danos e perdas mais severos.

O simulador de cenários sísmicos do LNEC é uma ferramenta versátil que possui uma formulação matemática robusta e arquitetura modular. É composto por quatro módulos principais que permitem avaliar: (i) a ação sísmica ao nível do substrato rochoso, (ii) a ação sísmica à superfície, (iii) os danos nos edifícios e (iv) as perdas humanas e económicas. O simulador tem sido continuamente atualizado em termos de dados e procedimentos e está integrado num Sistema de Informação Geográfica (SIG).

Atualmente é corrente a utilização, a nível mundial, de simuladores de cenários sísmicos para diversos fins. Diversos autores, tais como [5], [6] e [7] realizaram uma revisão do estado da arte sobre estas ferramentas incluindo o simulador do LNEC. A arquitetura geral deste simulador é delineada na Figura 2. Os retângulos desta Figura ilustram os vários módulos computacionais que integram o simulador. Os retângulos contornados a vermelho representam os módulos para os quais foi necessário recolher os dados, específicos para o município de Almada, indicados nos cilindros azuis. Esta tarefa foi realizada estabelecendo contactos com instituições nacionais (e.g., o Instituto Nacional de Estatística, INE, o Laboratório Nacional de Energia e Geologia, LNEG, entre outros), diversas empresas privadas e recorrendo a parcerias com as autoridades do município de Almada.

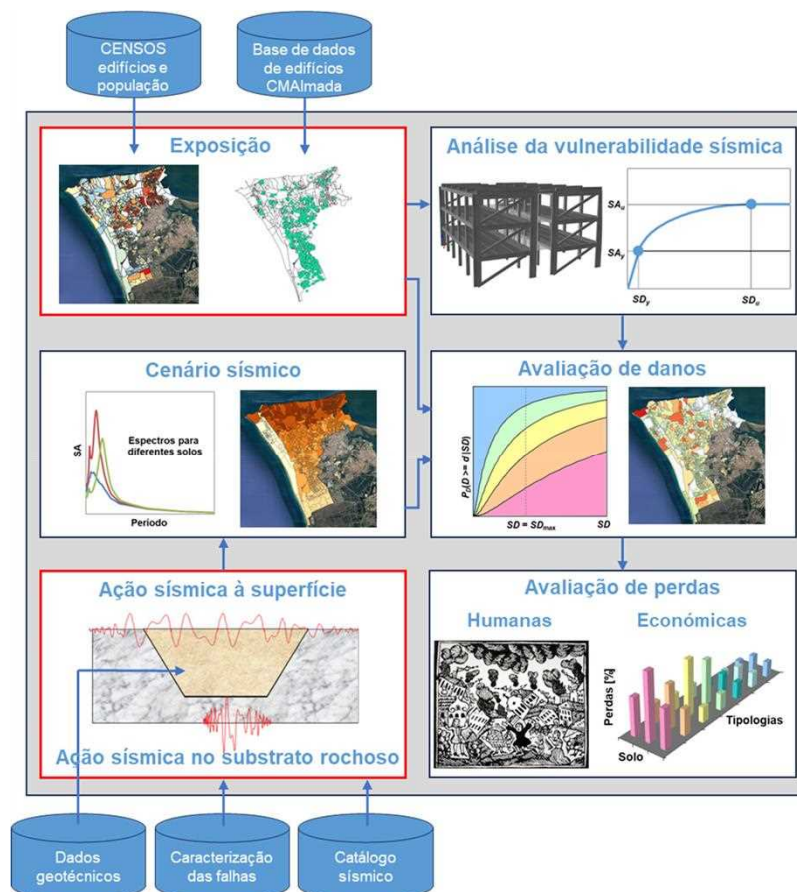


Fig. 2 - Visão geral do procedimento de análise de risco e dos dados necessários (adaptado de [8]).

Para alimentar os módulos computacionais do simulador foi necessário compilar um catálogo sísmico, caracterizar as falhas sísmicas ativas com potencial para afetar a

região, definir um zonamento geotécnico com as características das colunas de solo de cada local, caracterizar a exposição de edifícios e população na região, em função da tipologia construtiva e, por fim, avaliar a sua vulnerabilidade sísmica. Para isto, foi necessário recolher e sistematizar um volume significativo de dados.

No contexto do módulo de ação sísmica, o movimento do solo é simulado utilizando uma metodologia estocástica de falha finita, incorporando parâmetros calibrados por [9]. São considerados efeitos de sítio utilizando um modelo para a propagação vertical de ondas S polarizadas horizontalmente através de camadas de solo [3]. Os solos foram caracterizados geotécnicamente com base num conjunto extenso de sondagens obtidas junto dos serviços da CMA, assim como de várias entidades privadas com responsabilidade na gestão de infraestruturas, promoção imobiliária e empresas de projeto de engenharia.

No módulo de danos, a análise é baseada no método do espectro de capacidade, amplamente divulgado através da metodologia HAZUS [10]. A vulnerabilidade do parque edificado é classificada por meio de curvas de capacidade e de fragilidade, as quais foram atualizadas com base em estudos recentes sobre o comportamento de edifícios de betão armado e de alvenaria típicos do parque edificado nacional [11,12,13].

Finalmente, os módulos de perdas sociais e económicas recorrem à estimativa de danos obtida no módulo anterior, ao conhecimento do número de edifícios e população residente por tipologia construtiva, à área de implantação média de cada tipologia construtiva, ao número de pisos e à proporção entre o número de edifícios uni- e plurifamiliares. Esta proporção constitui informação necessária para estimar o número de desalojados de acordo com a metodologia apresentada em [14]. O número de desalojados depende ainda do número de alojamentos inabitáveis devido a danos estruturais (SD) nos edifícios ou da inoperacionalidade de parte das infraestruturas de abastecimento de água e energia (UTL). A metodologia considera inabitáveis todos os alojamentos localizados em edifícios no estado de dano total. Por outro lado, distingue os habitantes de edifícios unifamiliares dos plurifamiliares, considerando que os primeiros toleram mais facilmente os danos, sendo mais provável que continuem a viver na sua habitação desde que esta não esteja completamente danificada, enquanto os segundos encaram os seus alojamentos como inabitáveis para níveis de dano menos severos. Assim, a avaliação do impacto económico e social resultante de um cenário específico inclui o número de perdas humanas em termos de vítimas mortais e para vários graus de severidade de lesões (adaptados de FEMA e NIBS, 1999), as pessoas desalojadas e a estimativa da área útil de edifícios perdida. As perdas económicas podem ser posteriormente determinadas multiplicando a área útil perdida pelo custo de reposição dos edifícios.

## **2.2. Comunicação do risco**

Os cidadãos e as comunidades locais desempenham um papel relevante na gestão do risco, sendo imperativo capacitá-los com conhecimento sobre o risco e as várias alternativas de proteção. Neste estudo, a comunicação de risco teve como enfoque a comunidade escolar. A par dos objetivos de sensibilização para o risco, esta intervenção visou capacitar os técnicos do Serviço Municipal de Proteção Civil (SMPC) neste domínio. Num formato interativo, investigadores do LNEC e técnicos do SMPC implementaram uma estratégia de comunicação de risco, cujo protocolo havia sido concebido e testado em 2016 no âmbito do projeto europeu KnowRisk [15], no qual o LNEC participou.

A educação para a segurança sísmica falha, muitas vezes, por se alicerçar num desconhecimento sobre o modo como os indivíduos pensam os riscos e decidem proteger-se [16]. Sendo nosso objetivo delinear uma estratégia de comunicação de risco

capaz de vir a estimular a adoção de comportamentos protetivos, tornou-se imperativo considerar, de antemão, o conhecimento acumulado em ciências sociais neste domínio.

Com base numa revisão de literatura, optou-se por delinear o protocolo de comunicação a partir do modelo de [16], [17] e [18]. Este, à semelhança de outros modelos da psicologia social [19], define a ação protetiva como um processo sociocognitivo pelo qual os indivíduos ensaiam comportamentos novos, *i.e.*, comportamentos que não fazem parte do seu repertório quotidiano e que envolvem mudanças cognitivas, planeamento prévio e, muitas vezes, a colaboração de outros. [16], [17] e [18] operacionalizam aquele processo em quatro grandes patamares: a) tomada de *consciência do risco*; b) *diálogo*, com vista à confirmação da ameaça; c) construção de uma *visão realista das consequências* (de um sismo); d) *desenvolvimento de competências* de autoproteção. O protocolo de comunicação de risco foi estruturado em ações dirigidas a cada um dos quatro patamares, na expectativa de que a intervenção favorecesse algum deles. Estas ações distribuem-se por aproximadamente dez momentos de interação entre investigadores, estudantes e professores. A secção 4 detalha cada um destes momentos.

Este protocolo de comunicação de risco tem associado um procedimento de monitorização. Ao permitir o conhecimento dos seus efeitos junto dos grupos-alvo, a monitorização representa uma oportunidade de aprendizagem e de refinamento da estratégia de comunicação adotada. A monitorização alicerça-se numa metodologia experimental [20], com a aplicação de um inquérito, por questionário, antes (*Tempo 0*) e depois (*Tempo 1*) da comunicação de risco. Como é característico destas abordagens metodológicas, o procedimento implicou a constituição de dois grupos: um grupo experimental (*i.e.* alunos abrangidos pela comunicação de risco) e um grupo de controlo (*i.e.* alunos não abrangidos pela comunicação de risco).

A comunicação de risco ocorreu numa escola do município de Almada, a Escola Secundária Monte da Caparica, previamente selecionada pelo município. Para o efeito, foram selecionadas duas turmas, do 7º e do 8º ano de escolaridade, cada uma composta por aproximadamente 25 alunos.

### 3. ANÁLISE DO RISCO SÍSMICO

#### 3.1. Cenários sísmicos

Sismos históricos, como os de 1344, 1531 e 1909, tiveram origem na falha do Vale Inferior do Tejo (FVIT). Vários estudos recentes analisaram a atividade sísmica neste local, analisando as taxas de atividade sísmica e a distribuição de magnitude para a região. Isso permitiu estimar os intervalos de recorrência para sismos intensos em Portugal continental, especialmente na bacia do Baixo Tejo [21,22]. Em conformidade com [23], os cenários intraplaca considerados neste estudo estão listados na Tabela 1. Na Figura 3 é apresentado, a título ilustrativo, o cenário associado a um período de retorno de 475 anos. A Figura 3a mostra a aceleração máxima no substrato rochoso e a Figura 3b a aceleração máxima à superfície (PGA), considerando os efeitos de sítio.

Tabela 1- Magnitude e períodos de retorno associados a cenários sísmicos intraplaca para o Município de Almada [8].

Cenário	Período de retorno (anos)	Magnitude ( $M_w$ )
1	20	5.3
2	50	5.8
3	100	6.1
4	275	6.6
5	475	6.8
6	1100	7.0
7	2200	7.1

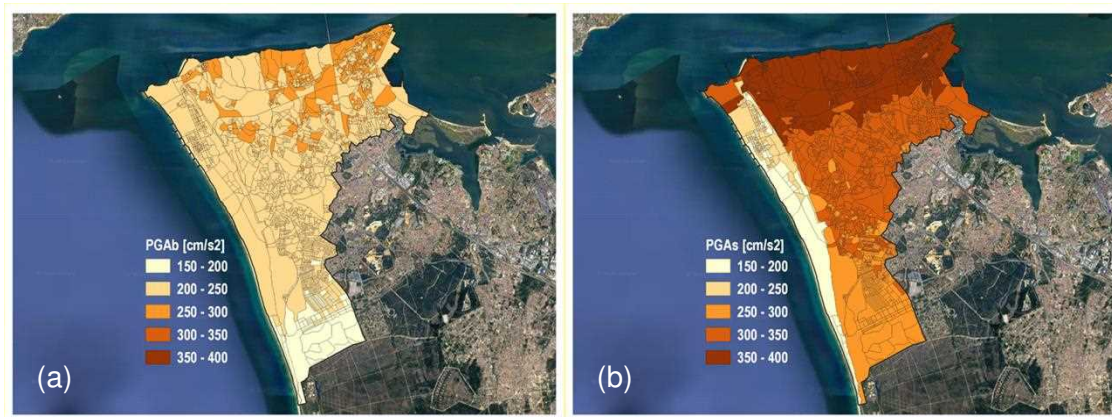


Fig. 3 - Valores de PGA em Almada ao nível do substrato rochoso (a) e à superfície (b), para o cenário sísmico associado a um período de retorno de 475 anos ( $M_w = 6,8$ ).

É possível verificar a elevada amplificação das acelerações decorrentes da propagação vertical nos solos. Além destes cenários, associados a sismos próximos, foram também considerados cenários afastados (sismos com origem no oceano) que não são aqui apresentados.

### 3.2. Exposição e vulnerabilidade

A Tabela 2 apresenta as variáveis, apuradas nos Censos 2011 e 2021, utilizadas para distribuir os edifícios por classes de vulnerabilidade. É de realçar que os edifícios e a população residente em cada subsecção estatística foram objeto de classificação considerando simultaneamente as três variáveis apresentadas na Tabela 2 (tipo de estrutura, número de pisos e época de construção). Por outras palavras, considerando dez categorias para a variável época de construção, cinco categorias para o tipo estrutural do edifício e sete categorias para o número de pisos, foi possível classificar os edifícios residenciais recenseados nos Censos 2011 num total de 350 tipologias distintas. Estas classes foram agregadas em 49 classes de vulnerabilidade, tendo em consideração as três variáveis acima mencionadas, o conhecimento sobre a evolução das práticas de construção e dos sistemas estruturais utilizados em Portugal, bem como as datas de entrada em vigor da regulamentação sísmo-resistente no país. As categorias sombreadas a cinzento na Tabela 2 são as que diferem nos dois Censos. Como se pode verificar, a variável "tipo de estrutura" do edifício não foi apurada nos Censos 2021. Acresce que, entre os dois recenseamentos, o concelho de Almada sofreu uma reorganização territorial administrativa, em que 11 das suas freguesias passaram a 5 e 2114 das suas subsecções estatísticas passaram a 1727.

Uma vez que a variável "tipo de estrutura" do edifício (não apurada em 2021) é essencial para a classificação da vulnerabilidade dos edifícios, foi desenvolvida, no âmbito deste estudo, uma metodologia para categorizar os edifícios com data de construção anterior a 2011 de acordo com as 350 tipologias de edifícios estabelecidos nos Censos 2011. Desta forma, as áreas geográficas abrangidas pelos Censos 2011 e 2021 foram sobrepostas, resultando em 2 468 subsecções partilhadas por ambos os Censos. De seguida, os edifícios identificados nos Censos 2021 foram distribuídos por proporções idênticas às das tipologias de edifícios dos Censos 2011. Finalmente, os edifícios construídos após 2011, ou seja, os edifícios novos sobre os quais os Censos 2021 não especificam a tipologia, foram distribuídos seguindo as estatísticas de construção de 2001 a 2011. Assim, optou-se por classificar 10% do parque habitacional como edifícios de alvenaria com pavimentos de betão armado, enquanto os restantes 90% foram classificados como edifícios de betão armado, mantendo o número de pisos apurado no Censos 2021.

A Figura 4a) ilustra a distribuição do número de edifícios em função do seu tipo estrutural e da época de construção conforme foram apurados nos Censos 2011 e estimados, pelo método atrás indicado, para o Censos 2021. Assim, tal como em 2011, em 2021 o tipo estrutural predominante para os edifícios construídos após 1960 é o betão armado (RC). Em contrapartida, os edifícios mais antigos, construídos antes de 1919, têm como tipo estrutural predominante a alvenaria sem pavimentos de betão armado (ASP). Atualmente, ainda existe uma percentagem considerável de edifícios de alvenaria com pavimentos de betão armado (ACP). Considerando que a maioria dos edifícios no concelho de Almada foram projetados e construídos antes da entrada em vigor da regulamentação sismo-resistente de 1983, e especialmente, que quase 20% dos edifícios existentes datam de uma época anterior à introdução do primeiro regulamento de 1958, torna-se claro que perto de 70% do parque edificado carece de dimensionamento sismo-resistente adequado, tal como ilustrado na Figura 4b. Além disso, mais de 65% da população reside em edifícios que podem ser considerados vulneráveis, tal como se observa na Figura 4c. Saliente-se que não se pode garantir que os edifícios construídos após a aplicação dos códigos modernos tenham cumprido rigorosamente as respetivas prescrições de dimensionamento e construção [4], o que poderá agravar ainda mais a vulnerabilidade sísmica.

Tabela 2. Variáveis e classes para a classificação dos edifícios nos Censos 2011 e 2021 [8]

Censos 2011			Censos 2021	
Tipo de estrutura do edifício	Nº. pisos	Época de construção	Nº. pisos	Época de construção
Betão armado (RC)		Antes de 1919	1	Antes de 1919
Paredes de alvenaria com placa (ACP)	1	1919 - 1945	2	1919 - 1945
	2	1945 - 1960	3	1946 - 1960
Paredes de alvenaria sem placa (ASP)	3	1961 - 1970	4	1961 - 1980
	4	1971 - 1980	+ 5	1981 - 1990
Paredes de adobe ou de alvenaria de pedra solta (AAPS)	5 a 8	1981 - 1990		1991 - 2000
	8 a 15	1991 - 1995		2001 - 2005
Outros (metálica, madeira)	+ 15	1996 - 2000		2006 - 2011
		2001 - 2005		2011 - 2015
		2006 - 2011		2016 - 2021

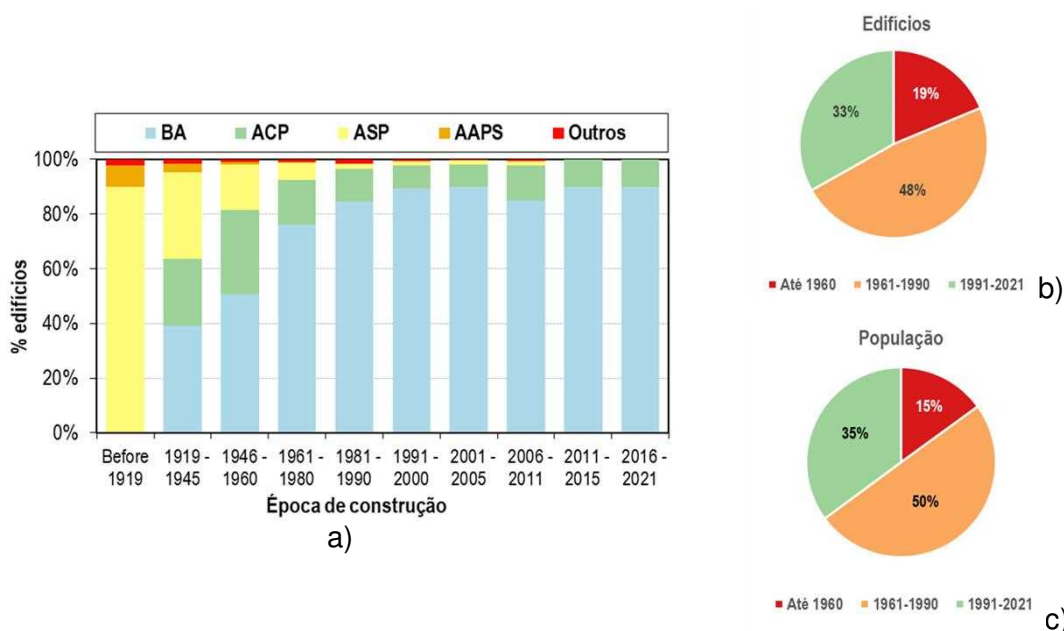


Fig. 4 - a) Percentagem de edifícios por tipo de estrutura em função da época de construção; b) e c) respetivamente, distribuição dos edifícios e dos habitantes em função das datas de entrada em vigor da regulamentação sismo-resistente em Portugal [8].



### 3.3. Danos e perdas

A Figura 5 serve como exemplo ilustrativo das consequências de um evento sísmico de magnitude  $M_w$  6,8 ocorrido na FVIT, com o potencial de afetar o concelho de Almada. A Figura 5a apresenta uma representação qualitativa da incidência de danos totais em edifícios (colapso total e parcial), normalizada pelo número total de edifícios em cada subsecção estatística do município. A figura ilustra ainda a localização de pontos vitais relevantes para o município de Almada, designadamente quartéis de bombeiros, forças de segurança, equipamentos de proteção civil e as empresas abrangidas pela diretiva SEVESO. As vias de acesso a estes pontos vitais poderão ficar obstruídas por destroços resultantes do colapso de edifícios, em particular se as referidas vias forem de largura reduzida. A representação geográfica facilita a identificação das regiões que sofrem o maior impacto de um evento sísmico no concelho de Almada. Verifica-se que as regiões com os maiores danos se localizam na região noroeste do concelho, na vizinhança do rio Tejo, onde os solos existentes amplificam a ação sísmica à superfície e predominam edifícios antigos. No entanto a densidade populacional nesta região não é muito elevada.

A Figura 5b) apresenta a percentagem de desalojados decorrentes de danos estruturais considerando que cerca de 1% das infraestruturas de água e eletricidade ficariam inoperacionais. Sabe-se que no caso dos sismos da Turquia de fevereiro de 2023, perto de 1,6% das infraestruturas terão ficado inoperacionais [14]. Este valor deverá ser calibrado com base em danos reais em infraestruturas decorrentes de sismos que afetem redes de infraestruturas semelhantes às existentes no município de Almada. Resultados como os aqui apresentados, relativos aos danos em edifícios, podem facilmente ser transformados em perdas económicas uma vez conhecido o valor médio do  $m^2$  de cada tipologia construtiva. Estes resultados contribuem para a formulação de estratégias de mitigação, identificam áreas com maior risco, permitindo delinear as prioridades de intervenção, bem como informar sobre iniciativas de preparação e planeamento da emergência.

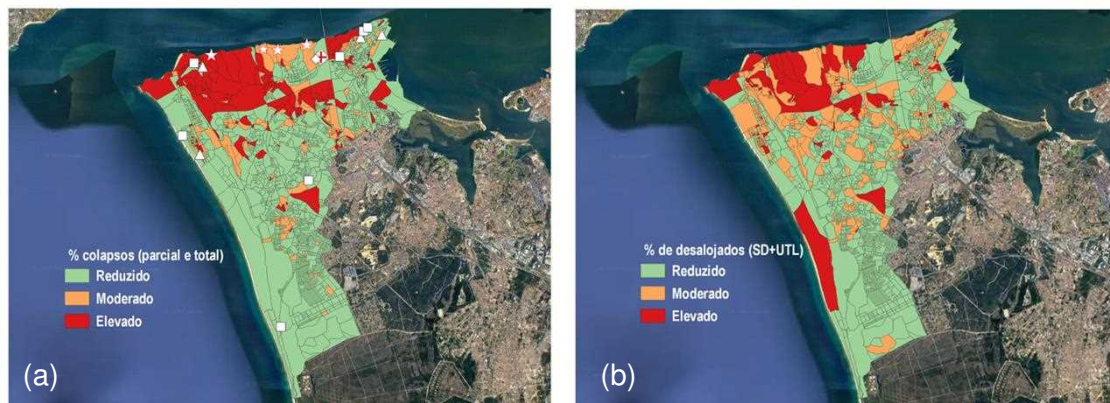


Fig. 5 – Exemplos de mapeamento de danos, em termos da percentagem de colapsos em edifícios (a) e percentagem de desalojados devidos à ocorrência de danos estruturais em edifícios e à inoperacionalidade das infraestruturas de abastecimento (b), para um evento sísmico de magnitude  $M_w$  6,8.

## 4. COMUNICAÇÃO DO RISCO

Como referido na secção 2.2, este estudo incluiu uma estratégia de comunicação de risco numa escola do concelho de Almada, a Escola Secundária do Monte da Caparica. Esta intervenção decorreu entre fevereiro e junho de 2023 e incidiu em duas turmas, uma do 7º ano e outra do 8º ano de escolaridade, cada uma com aproximadamente 25 alunos com idades compreendidas entre os 12 e os 15 anos (grupo experimental). Além

destas duas turmas, selecionaram-se outras duas dos mesmos anos de escolaridade para grupo de controlo.

A Figura 6 apresenta o fluxo de ações que compõem a estratégia de comunicação de risco, organizadas segundo os quatro patamares do modelo de [16], [17] e [18]. A interação entre a equipa do LNEC e os estudantes decorreu ao longo de 10 encontros por turma, culminando com um evento em que estes alunos partilharam a sua experiência com outras turmas da escola.

A intervenção teve início com a aplicação de um questionário, seguida das sessões 1 e 2. Estas tiveram dois objetivos: i) estimular a consciencialização do risco através da divulgação de informação científica sobre o risco sísmico, a sua incidência na área metropolitana de Lisboa e em Almada e ii) apresentar as várias alternativas de redução do risco e de proteção sísmica. A sessão 3 visou fomentar o diálogo entre cientistas e estudantes. Organizou-se uma visita ao LNEC onde os alunos tiveram a oportunidade de conhecer a mesa sísmica do LNEC e a investigação experimental sobre a resistência sísmica de edifícios que o Laboratório faz.

Esta e outras atividades, realizadas no *campus* do LNEC, permitiram aos alunos consolidar a informação recebida e esclarecer dúvidas. A sessão 4 visou estimular os estudantes a formar uma visão realista das consequências, em caso de sismo. Como refere [16], os indivíduos precisam de construir uma imagem mental daquilo que pode acontecer em seu redor, nomeadamente em sua casa, para tomarem decisões relativamente ao modo como se proteger.

Operacionalizou-se este objetivo estimulando os alunos, a partir de recursos multimédia, a pensar nos efeitos de um sismo no seu quarto/interior da habitação.

As três sessões seguintes (5 a 7, Figura 6) visaram o desenvolvimento de competências em matéria de autoproteção. Pretendeu-se consolidar conhecimentos sobre proteção sísmica não-estrutural e estimular o desenvolvimento de crenças favoráveis à sua implementação. Para o efeito, simulou-se uma abordagem experimental em sala de aula. Utilizaram-se duas maquetes de uma habitação, à escala 1/10, e desafiaram-se os alunos a terminarem a sua construção, compondo cada divisão com o mobiliário específico da mesma. De seguida, avaliou-se as consequências da disposição do mobiliário escolhida para cada divisão, com recurso à simulação de um sismo em plataforma previamente concebida para o efeito.

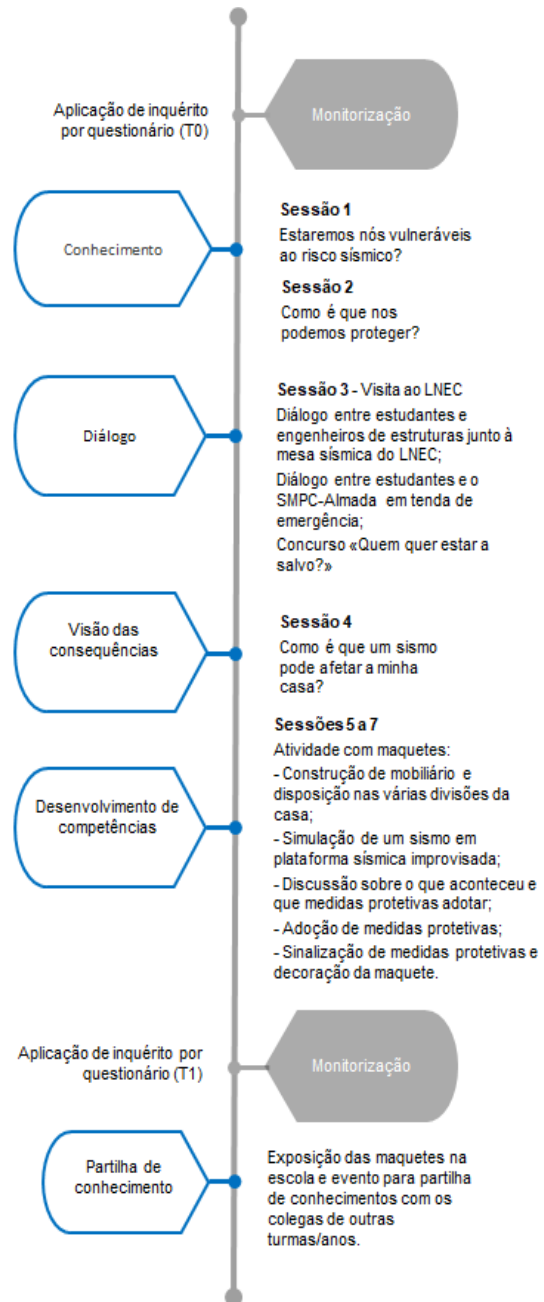


Fig. 6 - Protocolo de comunicação do risco.

Este ensaio foi um pretexto para uma discussão com os alunos sobre as vulnerabilidades e as medidas de proteção não-estrutural a adotar (ver Figuras 7 e 8). Após esta discussão, os alunos voltaram para a sua maquete, aplicando e sinalizando as medidas protetivas.



Fig. 7 – Debate em torno de maquetes de uma casa.



Fig. 8 – Partilha de conhecimento entre alunos.

Esta atividade terminou com uma discussão, dinamizada pelos técnicos da Proteção Civil (Figura 7), sobre as ações de preparação para a emergência que cabem ao cidadão implementar. Aproximadamente dois meses após esta atividade, aplicou-se o questionário T1 e organizou-se, como referido, uma exposição onde os alunos partilharam a sua experiência com a comunidade escolar (Figura 8).

Como se pode verificar pela descrição anterior, esta estratégia de comunicação de risco assenta em dois princípios fundamentais: *envolvimento* e *tempo*. Como referido anteriormente, a ação protetiva implica de antemão a existência de uma pré-disposição para adotar comportamentos que não fazem parte do reportório quotidiano dos sujeitos. Esta é uma mudança que não é nem imediata nem linear. Exige tempo porque pressupõe que os indivíduos alterem a sua perceção do risco, o modo como equacionam a sua própria vulnerabilidade, e que acreditem na eficácia das medidas protetivas. Muito dificilmente se consegue uma mudança deste teor por via de estratégias fugazes e despersonalizadas, sobretudo quando o objeto de comunicação é o risco sísmico, enquadrado na região de Lisboa. Neste contexto, o perigo possui períodos de recorrência elevados, uma especificidade geofísica que, em termos sociais, torna a perceção do risco permeável à indiferença, a atitudes passivas ou até de negação do risco, todas elas difíceis de contrariar [24].

## 5. CONCLUSÕES

As várias componentes do estudo de avaliação e comunicação do risco implementado em Almada permitiram aumentar a resiliência do município face ao risco sísmico. A estratégia assentou, em primeiro lugar, no aumento do conhecimento sobre o risco sísmico do território, obtendo-se dados quantitativos para a sua mitigação, quer do ponto de vista do planeamento de emergência, quer da gestão urbanística ou de futuras intervenções de reforço estrutural. Em segundo lugar, o estudo permitiu o desenvolvimento de uma metodologia de comunicação de risco junto da comunidade escolar. O conjunto de ferramentas desenvolvidas foram disponibilizadas à Câmara Municipal de Almada para a gestão e mitigação do risco, podendo ser utilizadas e implementadas de forma contínua e autónoma pelas entidades locais, não obstante o apoio que o LNEC poderá prestar num futuro próximo.

O grande volume de dados que foi necessário recolher e sistematizar no âmbito da avaliação do risco sísmico a uma escala bastante refinada, como é o caso da subsecção estatística, implicou um esforço significativo e o estabelecimento de parcerias com diversas entidades públicas e privadas. Nesse domínio foram sentidas dificuldades ao nível da aquisição de dados e da integração da informação disponível nas entidades públicas e privadas envolvidas no estudo. As dificuldades são particularmente evidentes nos seguintes aspetos: (i) falta e/ou dispersão de dados sobre edifícios e população, uma vez que a informação se encontra usualmente dispersa em várias plataformas e

serviços públicos, não sendo fácil obter e sistematizar dados para serem utilizados num estudo de avaliação de risco; (ii) falta de interligação entre as entidades públicas e o sector privado, em particular as empresas de construção civil, responsáveis pela construção do parque edificado local, em especial de infraestruturas de maior dimensão; estas empresas podem ser úteis, como se veio a comprovar neste estudo, na partilha de dados que podem não ter sido partilhados com as entidades públicas aquando do seu licenciamento; o LNEC desenvolveu estes contactos durante a execução deste projeto, mas deverá ser implementado um procedimento mais eficaz para futuros estudos de maior escala; e (iii) falta de dados georreferenciados das condições geológico-geotécnicas, apesar da existência de estudos efetuados no concelho.

Estas dificuldades têm motivado o LNEC a desenvolver soluções para que os estudos de risco sísmico a realizar futuramente, em particular estudos à escala regional e/ou nacional, cujo volume de dados é superior ao volume de dados deste estudo, possam ser implementados de forma mais rápida e eficaz. Neste sentido, o LNEC tem vindo a desenvolver uma plataforma integrada dedicada à avaliação de redes de edifícios e transportes expostas a riscos múltiplos, por exemplo risco sísmico e de tsunamis. A abordagem desta plataforma integrada consiste em envolver uma série de partes interessadas, nomeadamente decisores políticos, serviços de emergência e de proteção civil, a fim de alinhar a atividade de investigação com as necessidades das aplicações sectoriais. A plataforma web que faz a interface com as partes interessadas, permite a estes utilizadores armazenar os seus próprios conjuntos de dados de ativos expostos e condicionantes locais, em atualização constante ao longo do tempo, bem como aceder e descarregar resultados de simulações baseadas em cenários de risco. Esta plataforma, que deverá estar disponível brevemente, permite a identificação de cenários de risco críticos e disponibiliza mapas integrados que são particularmente úteis para efeitos de redução e gestão do risco de catástrofes.

## 6. AGRADECIMENTOS

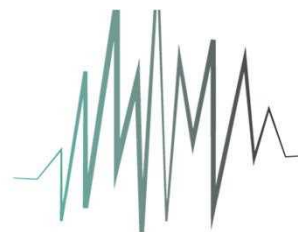
Os autores agradecem o apoio da Câmara Municipal de Almada, bem como a colaboração de todas as entidades públicas e privadas que disponibilizaram dados e tornaram possível a análise do risco sísmico. Os autores agradecem à Dra. Anabela Martins, do LNEC, pelo seu apoio na utilização do simulador de cenários sísmicos.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Campos Costa, A., Sousa, M.L., Carvalho, A., Coelho, E. (2010). Evaluation of seismic risk and mitigation strategies for the existing building stock: application of LNECloss to the Metropolitan Area of Lisbon. *Bulletin of Earthquake Engineering (BEE)*, vol. 8, pp. 119–134, Springer.
- [2] Sousa, M.L., Afonso, N., Matos, J. (2008). Simulation of Seismic Scenarios in a WebGIS Environment. Application to Azores Islands. *Proceedings of the 14th WCEE, Beijing, China*.
- [3] Sousa, M.L., Carvalho, A., Bilé Serra, J., Martins, A. (2010). Simulation of seismic scenarios in Algarve region. *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, North Macedonia*.
- [4] Sousa, M.L., Campos Costa, A. (2016). Evolution of earthquake losses in Portuguese residential building stock. *Bulletin of Earthquake Engineering*. DOI 10.1007/s10518-015-9809-z. Springer.
- [5] Andreadakis, I., Proietti, C., Fonio, C., Annunziato, A. (2017). Seismic risk assessment tools workshop. *Publications Office of the European Union, Luxembourg*.
- [6] Guérin-Marthe, S., Gehl, P., Negulescu, C., Auclair, S., Fayjaloun, R. (2020). Rapid earthquake response: The state-of-the art and recommendations with a focus on

- European systems. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, Elsevier, 52, pp.101958.
- [7] Makhoul, S.A., Argyroudis, S. (2018). Loss estimation software: developments, limitations and future needs. *Proceedings of the 16th European Conference Earthquake Engineering*.
- [8] Ribeiro, F., Sousa, M.L., Silva, D.S., Carvalho, A., Vicente, M., Correia, A.A. (2024). Increasing earthquake resilience in Almada, Portugal, through public partnerships. *Proceedings of the 18<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Milan, Italy.
- [9] Carvalho, A.; Zonno, G.; Franceschina, G.; Serra, J.B.; Costa, A. (2008). Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 28, 347–364.
- [10] FEMA and NIBS, (1999). *Earthquake loss estimation methodology – HAZUS 99*. Federal Emergency Management Agency and National Institute of Buildings Sciences, Washington DC.
- [11] Sousa, R., Campos Costa, A., Costa, A. (2019). *Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes Baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural - Edifícios de betão armado*. Relatório LNEC 81/2019.
- [12] Bernardo, V., Campos Costa, A., Costa, A., Catarino, J.M., Candeias, P. (2020). Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 14.
- [13] Bernardo, V., Campos Costa, A., Costa, A., Catarino, J.M., Candeias, P. (2021). Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 16.
- [14] GFDRR (2023). *Global Rapid Post-Disaster Damage Estimation (GRADE) Report. Mw 7.8 Türkiye-Syria Earthquake – Assessment of the Impact on Syria: (Results as of February 20, 2023)*. World Bank Gpurl D-Ras Team.
- [15] Silva, D.S., Musacchio, G., Vicente, M., Crescimbene, M., Pereira, A., Pino, A. (2018). Social impact assessment report: how far was risk communication in terms of attitudinal change towards earthquake risk and non-structural protection?, Deliverable 5, Task E, KnowRisk Project.
- [16] Becker J.S., Paton D., Johnston D.M., Ronan k. R. (2012a). A model of household preparedness for earthquakes: how individuals make meaning of earthquake information and how this influences preparedness, *Natural Hazards*, 64 (1), 107-137.
- [17] Becker J.S., Paton D., Johnston D.M., Ronan k. R. (2012b). How people use earthquake information and its influence on household preparedness in New Zealand, *J. of Civil Eng. and Architecture*, 6(6), 673-681.
- [18] Becker J.S., Paton D., Johnston D.M., Ronan k. R. (2013). Salient beliefs about earthquake hazards and household preparedness, *Risk Analysis*, 33 (9), 1710-1727.
- [19] Weinstein, N. (1988) The Precaution Adoption Process. *Health Psychology* 7 (4) pp 355-386.
- [20] Bryman, A. (2004). *Social Research Methods*. Oxford University Press, Oxford, U.K.
- [21] Campos Costa, A., Carvalho A. (2015). Impact of Seismicity Assumptions on Seismic Hazard for Portugal Mainland; LNEC—Proc. 0305/121/19265; Report 20/2015—DE/NESDE; LNEC: Lisbon, Portugal.
- [22] Carvalho, A., Malfeito, N. (2016). Recurrence interval for great earthquakes in mainland Portugal: a critical overview. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, Série III, Nº2. (In Portuguese).
- [23] Ribeiro, F., Candeias, P., Correia, A.A, Carvalho, A., Campos Costa, A. (2022). Risk and Resilience Assessment of Lisbon’s School Buildings Based on Seismic Scenarios. *Appl. Sci.* 12 8570.
- [24] McClure, J., Allen, M. W., Walkey, F. (2001). Countering fatalism: causal information in news reports affects judgments about earthquakes damage, *Basic and Applied Social Psychology*, 23 (2), 109-121.

# SÍSMICA



# 2024

**13º Congresso Nacional  
de Sismologia e Engenharia Sísmica**

***Geotecnia***

---

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## **DETERMINAÇÃO DA FAIXA DE SEGURANÇA NO TOPO DE TALUDES DE NATUREZA VULCÂNICA COM RECURSO A ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM CONDIÇÕES ESTÁTICAS E PSEUDOESTÁTICAS**

**PAULO AMARAL**  
LREC - Açores

**LETÍCIA CUNHA**  
LREC - Açores

**FILIPE MARQUES**  
LREC - Açores

**ANA MALHEIRO**  
LREC - Açores

**ANDRÉ SANTOS**  
LREC - Açores

### **SUMÁRIO**

Este trabalho apresenta um caso de estudo de estabelecimento de uma faixa de segurança para a construção de um Centro Sócio Recreativo no topo de um talude. O talude é constituído por depósitos piroclásticos pomíticos e situa-se na freguesia da Candelária, localizado no edifício vulcânico das Sete Cidades (ilha de São Miguel – Açores). A determinação da faixa de segurança foi suportada por análises de estabilidade com o recurso a métodos de equilíbrio limite, tanto nas condições estáticas como nas condições pseudoestáticas, aplicando os coeficientes sísmicos horizontal ( $k_h$ ) e vertical ( $k_v$ ). Os parâmetros mecânicos e físicos foram obtidos por ensaios de campo e de laboratório, através da caracterização dos materiais ocorrentes. A metodologia aplicada pretende ser uma ferramenta a utilizar no arquipélago dos Açores com vista ao planeamento e ordenamento do território em locais específicos e constituídos por depósitos vulcânicos com características brandas.

### **ABSTRACT**

This work presents a study case for establishing a protection zoning for the construction of a Social and Recreational Centre at the top of the slope. The slope is constituted by pyroclastic deposits situated in the parish of Candelária, located in the volcanic edifice of Sete Cidades (São Miguel Island – Azores). The determination of the Safety Factor was supported by stability analyses using limit equilibrium methods, both in static and pseudo-static conditions, applying the horizontal ( $k_h$ ) and vertical ( $k_v$ ) seismic coefficients. The mechanical and physical parameters were obtained through field and laboratory tests through the characterization of the occurring materials. The applied methodology aims to be a tool to be used in the Azores archipelago to plan and organize the territory in specific locations made up of volcanic deposits with soft characteristics.

**PALAVRAS-CHAVE:** Faixa de segurança, talude, depósitos vulcânicos, condições estáticas e pseudoestáticas.



## 1. INTRODUÇÃO

O arquipélago dos Açores, composto por nove ilhas vulcânicas, está localizado no oceano Atlântico Norte, na confluência das placas tectónicas euroasiática, africana e norte-americana [1]. Ao longo dos seus quinhentos anos de história, o arquipélago dos Açores foi diversas vezes afetado por deslizamentos destrutivos desencadeados por sismos, erupções vulcânicas e episódios de precipitação intensa ou contínua [2, 3].

Devido ao seu enquadramento geoestrutural, eventos sísmicos e vulcânicos ocorrem com frequência, causando impactos económicos e sociais. No entanto, são os movimentos de vertente de diferentes tipologias (*e.g.* queda de blocos e deslizamentos) a principal causa de mortes e prejuízos materiais nas últimas três décadas no arquipélago dos Açores.

Os desabamentos e deslizamentos constituem a tipologia de processos de instabilidade geomorfológica mais frequentes, devido à morfologia e constituição vulcânica destas ilhas [3]. A ocorrência destes processos, independentemente do mecanismo desencadeador, promove o recuo de arribas costeiras e de taludes, constituindo um risco para infraestruturas, património recente, histórico e cultural. Pela sua natureza, a mobilização de materiais terrosos e/ou rochosos, por gravidade, ocorre para a base dos taludes. Dependendo do mecanismo envolvido, da posição dos planos de rotura e da atividade em retrogressão, constituem uma importante fonte de risco geomorfológico para pessoas e bens, que vivem tanto no topo como na base de taludes e/ou arribas.

Apesar da diversidade de metodologias probabilísticas existentes para inferir a localização espacial das zonas de iniciação de movimentos de vertente, são os métodos determinísticos, que se baseiam em leis físicas, os mais rigorosos em estudos de pormenor à escala do talude, quando se conhece em rigor as propriedades físicas e mecânicas dos terrenos. Quando é efetuada uma extrapolação espacial a escalas mais abrangentes, estes métodos perdem rigor pela variação dos parâmetros mecânicos e hidrogeológicos, o que obriga à caracterização dos locais zona a zona.

As abordagens metodológicas, quer probabilísticas [4, 5], quer determinísticas [6,7] para avaliação da suscetibilidade à escala regional e local, apesar de serem ferramentas fundamentais para o ordenamento do território, não têm em consideração o facto de a ocorrência de fenómenos de instabilidade geomorfológica poder resultar num recuo de área para o interior. Este recuo pode ser ou não significativo em função das características morfológicas, da volumetria solicitada e da posição do setor de iniciação da rotura. Neste contexto, a prevenção e mitigação de riscos naturais, em particular os associados aos movimentos de vertente, deverá incluir, por forma a suportar as políticas de ordenamento, a determinação de uma faixa de segurança (risco e de proteção) baseada em fundamentos científicos.

Alguns trabalhos sobre a aplicação de faixas de risco e de proteção em território português incidem, essencialmente, na evolução da linha de costa, sendo alguns utilizados na regulamentação de planos de Ordenamento da Orla Costeira [8]. As análises são suportadas por inventários exaustivos e multitemporais dos processos geomorfológicos, apoiadas por técnicas de estereoscopia e fotogrametria, de modo a ser possível determinar taxas de recuos e cenários quantitativos de evolução em horizontes temporais de aproximadamente meio século [8, 9].

São escassos os trabalhos aplicados ao recuo de taludes tendo por base a aplicação de análises determinísticas. A aplicação de análise de estabilidade por técnicas de equilíbrio limite para determinação de faixas de risco e de proteção, através da obtenção da superfície de rotura crítica, foi aplicada por [10] num segmento de arriba na ilha de São Miguel, obtendo resultados coerentes quando comparados com taxas de recuo da linha de costa [11]. Apesar dos métodos de equilíbrio limite serem amplamente utilizados por engenheiros e investigadores para a avaliação das condições de estabilidade de

taludes, desconhece-se a aplicação desta técnica para determinação de situações de potencial recuo com vista à determinação de uma faixa de segurança no topo de taludes.

No presente trabalho apresenta-se um caso de estudo que visou a construção de um Centro Sócio Recreativo sobranceiro a um talude com indicadores de instabilidade geomorfológica. Este talude é composto por solos de natureza pomítica e situa-se na freguesia da Candelária, concelho de Ponta Delgada (ilha São Miguel – Açores).

Apresenta-se uma metodologia para estimação da faixa de segurança do topo do talude, com aplicabilidade em maciços terrosos. A determinação da faixa de segurança foi suportada por análises de estabilidade com o recurso a métodos de equilíbrio limite, tanto nas condições estáticas como nas condições pseudoestáticas, aplicando os coeficientes sísmicos horizontal ( $k_h$ ) e vertical ( $k_v$ ), segundo o Eurocódigo 8.

## 2. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

### 2.1. Caso de estudo

Em 2016, a Direção Regional das Obras Públicas e Comunicações (DROPC) do Governo Regional dos Açores pretendeu construir um Centro Sócio Recreativo (CSRC), vulgarmente designado por pavilhão desportivo, aproveitando o espaço disponível de um campo de jogos localizado na freguesia da Candelária, concelho de Ponta Delgada, ilha de São Miguel – Açores (Fig. 1).

A implantação da estrutura projetada posicionava-se a uma distância variável entre os 1,6 m e os 3,0 m da crista de um talude. Aliado a este facto, por contenção de custos, o requerente não tinha intenção de proceder à implementação de medidas de contenção do talude (*e.g.*, construção de um muro de suporte ou outra qualquer estrutura geotécnica).



Fig. 1 – Localização do local em estudo e planta do recinto desportivo (*Google Earth*).

Tratando-se de um talude potencialmente instável, dadas as suas condições morfológicas (altura e declive) e geológicas, uma das soluções encontrada passaria por deslocar o edifício da posição pretendida para um setor que não fosse afetado a longo

prazo por processos de instabilidade geomorfológica. Esta proposta não implicaria o aumento do custo da obra pela construção de estruturas de contenção. Contudo, dada a limitação da área disponível no terreno do requerente, esta solução não seria exequível.

Numa abrangência espacial macro, a freguesia da Candelária situa-se no flanco SW do vulcão das Sete Cidades. Este edifício vulcânico constitui o somatório de vários processos eruptivos com diferentes estilos, magnitudes e durações, e inclui formas e produtos vulcânicos gerados na sequência do vulcanismo explosivo e fissural.

A morfologia do maciço vulcânico das Sete Cidades é muito variada, apresentando diversas formas e estruturas vulcânicas, tais como: um vulcão central com caldeira, cones de escórias, cones de pedra-pomes, maars (*s.l.*) e domos [12]. Neste sentido, podem ser observados nesta região diferentes produtos vulcânicos, desde escoadas lávicas de natureza basáltica (*s.l.*) e traquítica (*s.l.*), depósitos piroclásticos basálticos e pomíticos, quer de queda, quer de fluxo.

O maciço das Sete Cidades exhibe um sistema de falhas predominante, com uma orientação NW-SE, coincidente com a direção regional do Rift da Terceira. Esta direção pode ser observada na vertente NW do vulcão central, sendo evidente no Graben dos Mosteiros. Algumas destas falhas atravessam a caldeira e estendem-se para SE, prolongando-se pela Região dos Picos. Um segundo conjunto de falhas, menos proeminente, desenvolve-se segundo a direção E-W [12, 13]. Admite-se, ainda, a existência de um conjunto de falhas circulares, materializadas pelo arranjo anelar de alguns filões e pelo modo como se dispõem alguns cones de pedra-pomes e maars, no interior da caldeira [8].

A análise de documentos históricos e os dados da sismicidade instrumental [14,15,16] permitem constatar que a ilha de S. Miguel tem sido bastante afetada por eventos de natureza sismovulcânica. A atividade tem, no entanto, sido mais importante ao nível dos vulcões poligenéticos ativos e em estruturas submarinas associadas, verificando-se que o maciço das sete cidades apresenta uma atividade baixa em comparação com as áreas sismogénicas vizinhas, nomeadamente o vulcão do Fogo e o das Furnas [12, 15]. Não obstante, fruto do seu enquadramento, a freguesia da Candelária não deixa de estar posicionada num contexto sismovulcânico adverso em caso de reativação das estruturas vulcano-tectónicas associadas.

De acordo com [17], que elaborou uma carta de intensidades máximas com base no estudo sísmico documental e instrumental para ilha de São Miguel, a área em questão apresenta uma intensidade máxima histórica de grau VIII (Fig. 2).

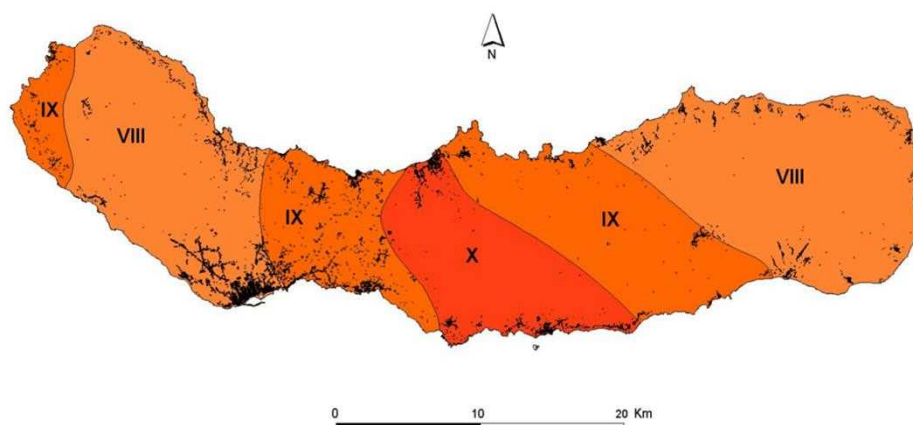


Fig. 2 - Carta de intensidades máximas históricas para a ilha de S. Miguel [17].

## 2.2. Caracterização geotécnica

O talude em análise tem uma orientação média de SW-NE, a sua altura é de sensivelmente 10 m e apresenta um declive acentuado, com um valor médio na ordem dos 56 ° (Fig. 3).

Para a caracterização geotécnica dos terrenos de interesse foram abertos poços de observação e efetuado o reconhecimento geológico por visualização dos materiais existentes na face do talude, o que permitiu identificar apenas uma unidade geológica e geotécnica: depósitos piroclásticos pomíticos. Os depósitos piroclásticos de queda, de natureza traquítica, apresentam dimensões granulométricas variadas, desde os siltes aos blocos pomíticos (cinzas pomíticas e pedra-pomes), com tonalidades variadas, desde tons cinzas a castanhos (Fig. 3).

Segundo [18], os depósitos piroclásticos pomíticos têm um comportamento geotécnico particular. Apresentam, normalmente, uma reduzida densidade das partículas, um peso volúmico seco baixo, e ainda elevada porosidade e índice de vazios.



Fig. 3 – Vista geral do talude e dos materiais ocorrentes.

De acordo com o sistema de Classificação Unificada Revista (ASTM D 2487-00), os materiais ocorrentes correspondem à intercalação de areias bem graduadas com siltes e cascalhos (pedra-pomes) (SW-SM), com areias siltosas (SM) (cinzas pomíticas). A determinação dos Limites de Atterberg (NP 143:1969) permitiu verificar que a componente mais fina das areias bem graduadas e das areias siltosas não denotam plasticidade. Ambos os materiais apresentam reduzidos pesos volúmcicos aparente húmidos ( $\gamma_h$ ), com valores a oscilar entre os 13 e os 16 kN/m<sup>3</sup>. Os teores em água (NP 84:1965) variaram entre os 18 e os 37 %.

A tabela 1 apresenta um resumo dos parâmetros físicos, limites de Atterberg e composições texturais dos materiais presentes no talude.

Em virtude do comportamento desagregado dos materiais encontrados não foi possível obter amostras não perturbadas para a realização de ensaios laboratoriais com vista à obtenção dos seus parâmetros de resistência ao corte. No entanto, dada a vasta experiência do LREC-Açores na realização de ensaios de compressão triaxial e através de resultados de ensaios de corte direto realizados a materiais semelhantes na ilha de São Miguel [14], foi possível balizar valores de ângulos de atrito interno ( $\phi'$ ) entre os 30° e 43° e para a coesão efetiva valores entre 0 e os 6 kPa. As areias siltosas apresentam valores de ângulos de atrito mais baixos, entre os 30 ° e os 37 °, enquanto as areias, cascalhos e blocos pomíticos exibem valores entre os 36 ° e os 43 °.

Tabela 1- Parâmetros físicos, limites de Atterberg e composições texturais dos depósitos analisados.

Litologia	Índices físicos		Limites de Atterberg			Análise textural			
	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Casc. (%)	Areia (%)	Finos (%)	Classificação
Cinzas	16,2	12,4	NP	NP	NP	2,6	55,3	42,1	SM – Areia siltosa
Pedra-pomes	12,5	9,1	NP	NP	NP	46,3	46,9	6,8	SW-SM – Areia bem graduada com silte e cascalho

Onde:  $\gamma_h$  – peso volúmico húmido;  $\gamma_d$  – peso volúmico seco; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade.

### 3. FAIXA DE SEGURANÇA

A ocorrência de movimentos de vertente num talude promove a movimentação de materiais terrosos, rochosos ou detríticos, por gravidade, para a sua base. Em função da posição da zona de iniciação e da sua evolução para montante, na direção oposta à do movimento do material deslocado (atividade em retrogressão), uma rotura de terreno pode resultar num recuo da crista do talude. Neste contexto, para minimização do risco associado a estes fenómenos é fundamental estabelecer uma faixa de segurança.

A faixa de segurança corresponde a uma largura de terreno, medida a partir da crista para o seu interior. Esta faixa de segurança subdivide-se na de risco e na de proteção. A primeira define a zona de risco, isto é, a que se encontra potencialmente instável, enquanto a segunda corresponde à faixa de terreno capaz de absorver a ocorrência de instabilidades que afetem a crista e a área adjacente.

Tal como foi referido anteriormente, pretendeu-se proceder à construção de um Centro Sócio Recreativo na parte superior do talude, sem que houvesse custos associados a estruturas de contenção. Contudo, de acordo com os elementos fornecidos sobre a implantação do pavilhão desportivo, este, na situação mais condicionante (canto superior esquerdo da planta apresentada na figura 1, distava da crista do talude, cerca de 1,60 m.

É de notar ainda a presença, quer na face, quer na crista do talude, de cicatrizes resultantes da atividade geomorfológica. Uma das cicatrizes apresentava um recuo de cerca de 2,20 m em direção ao limite do campo de jogos existente.

Neste sentido avaliaram-se as condições de estabilidade do talude de modo a determinar o seu potencial de rotura a longo prazo. Do ponto de vista físico, os processos de instabilidade geomorfológica resultam do desequilíbrio entre as forças que induzem a instabilidade a um talude e aquelas que promovem a resistência ao movimento. Este desequilíbrio faz com que um talude estável ou marginalmente estável passe para um estado de instabilidade, através de uma redução da resistência ao corte e/ou um aumento das forças instabilizadoras. A razão entre a força resistente (forças, momentos ou tensões resistentes) e a instabilizadora (forças atuantes devido à gravidade e acelerações sísmicas) é designada de Coeficiente de Segurança ou Fator de Segurança (FS).

A verificação das condições de estabilidade foi efetuada com o programa *SLIDE*, v6.06, da RocScience, através da utilização do método das fatias de *Morgenstern-Price* [19]. Este constitui um método rigoroso de análise, satisfazendo as equações de estática envolvidas (momentos e forças de equilíbrio) e é aplicável a qualquer fisionomia do plano de rotura. As formulações matemáticas envolvidas no processo de cálculo da

estabilidade saem fora do âmbito deste documento, uma vez que as mesmas estão amplamente descritas na literatura técnico-científica da especialidade, podendo ser consultadas, por exemplo, em [20].

Para as análises de estabilidade foi utilizado o perfil transversal representativo do talude, que corresponde a uma altura e declive de 10 m e 56 °, respetivamente.

Tal como já referido, este talude é constituído por materiais piroclásticos pomíticos, com dimensões granulométricas variadas, desde cascalhos, areias a siltes pomíticos. Embora estes materiais sejam incoerentes, apresentam coesão aparente quando não estão saturados. Tendo em consideração as litologias ocorrentes, os parâmetros de resistência ao corte utilizados na modelação corresponderam a um ângulo de atrito interno e coesão efetiva de 35 ° e 5 kPa, respetivamente. O peso volúmico do terreno considerado foi 16 kN/m<sup>3</sup>. Estes valores correspondem a quantitativos médios para este tipo de materiais. Importa salientar que não foi considerado o talude no seu estado totalmente saturado, o que corresponderia a uma coesão efetiva muito próxima de zero.

Na análise de estabilidade efetuada considerou-se que o material, numa potencial situação de deslizamento, se encontra em condições drenadas, facto justificado pela textura que os materiais apresentam. A figura 4 apresenta a análise de estabilidade estática realizada. A partir desta análise verifica-se que a superfície de rotura crítica denotou um fator de segurança muito próximo do seu equilíbrio limite (FS = 0,913), o que indica que o talude se encontrava numa situação de potencial instabilidade.

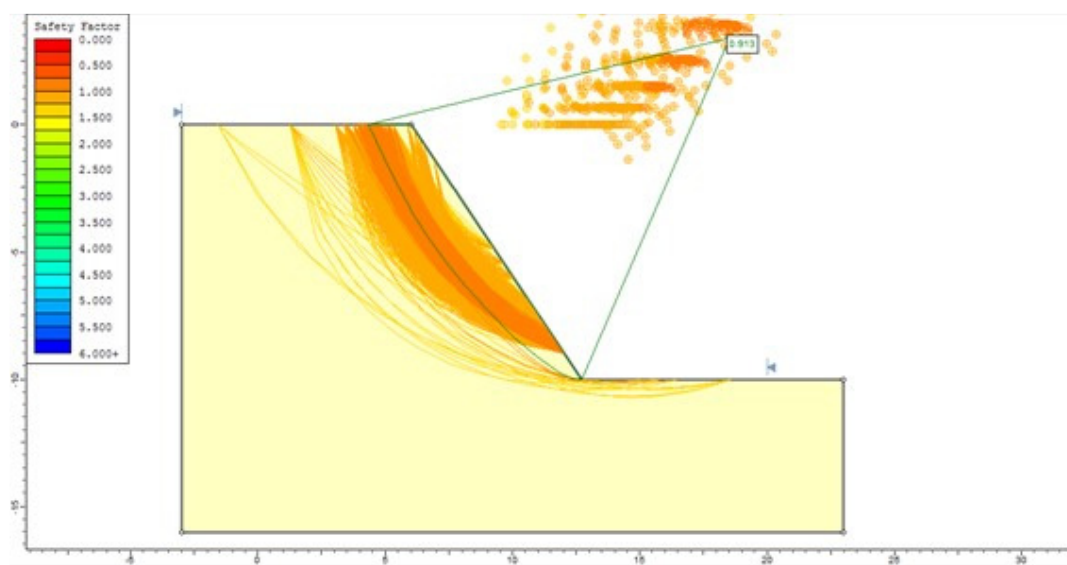


Fig. 4 – Análise de estabilidade estática realizada ao talude na situação natural.

A metodologia seguida para determinar a faixa de segurança partiu da premissa de que o talude, pelo seu processo natural de evolução, tenderá para a estabilidade ao longo de  $n$  roturas. Neste contexto, procedeu-se a uma análise das condições de estabilidade de forma faseada, tanto em condições estáticas como pseudoestáticas. Em cada iteração, caso o fator de segurança teórico não fosse superior a 1,5 (em condições estáticas) e 1,2 (em condições pseudoestáticas), procedia-se à redefinição da geometria do terreno, removendo a superfície de rotura crítica, que corresponde ao menor valor de FS, e efetuava-se uma nova análise de estabilidade. Este processo repetiu-se até ser alcançada a segurança em condições estáticas e pseudoestáticas.

Tratando-se de um talude com apenas 10 m de altura e homogéneo do ponto de vista geológico, não foi considerado para a presente análise nenhum fator de amplificação topográfica. Para as condições pseudoestáticas determinaram-se os coeficientes

sísmicos horizontal ( $k_h$ ) e vertical ( $k_v$ ), segundo o Eurocódigo 8 Parte 1 e 5 (NP EN 1998:2010 – Parte 1 e 5). A tabela 2 apresenta os valores de cálculo utilizados na determinação dos referidos coeficientes.

Tabela 2- Parâmetros de cálculo para a determinação dos coeficientes sísmicos  $k_h$  e  $k_v$ .

<b>Ação</b>	<b>Zona</b>	<b><math>a_{gR}</math></b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>a_g</math></b>	<b>Tipo de Terreno</b>	<b><math>S_{max}</math></b>	<b>S</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>r</b>	<b><math>k_h</math></b>	<b><math>k_v^{(1)}</math></b>
(-)	(-)	(m/s <sup>2</sup> )	(-)	(m/s <sup>2</sup> )	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
Tipo 2	2.1	2,5	1,00	2,5	C	1,6	1,3	0,95	2	0,166	$\pm 0,083$

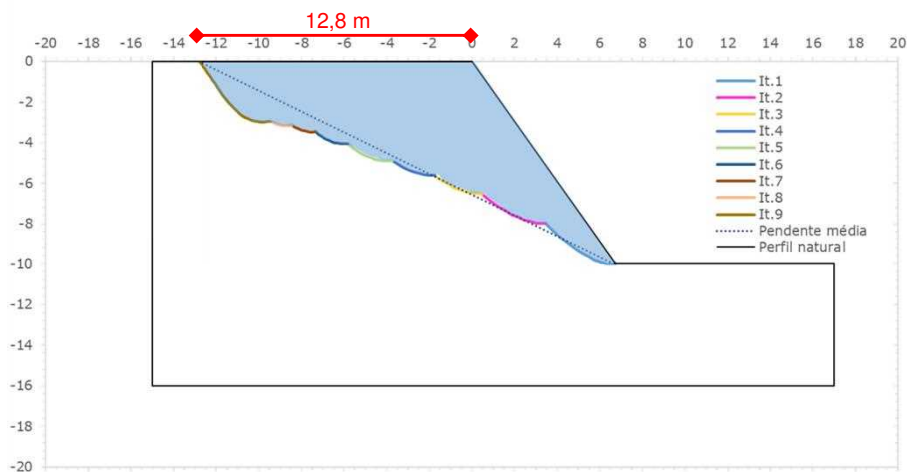
Onde:  $a_{gR}$  – valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A;  $\gamma$  - coeficiente de importância;  $a_g$  - valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A;  $S_{max}$  – coeficiente máximo do solo; S – coeficiente do solo;  $\alpha$  - razão entre o valor de cálculo da aceleração da superfície do terreno e aceleração gravítica; r – coeficiente de redução;

<sup>(1)</sup> Tendo em consideração que a razão  $avg/ag$  é sempre maior do que 0,6 para os Açores, o coeficiente sísmico vertical corresponde a metade do coeficiente horizontal.

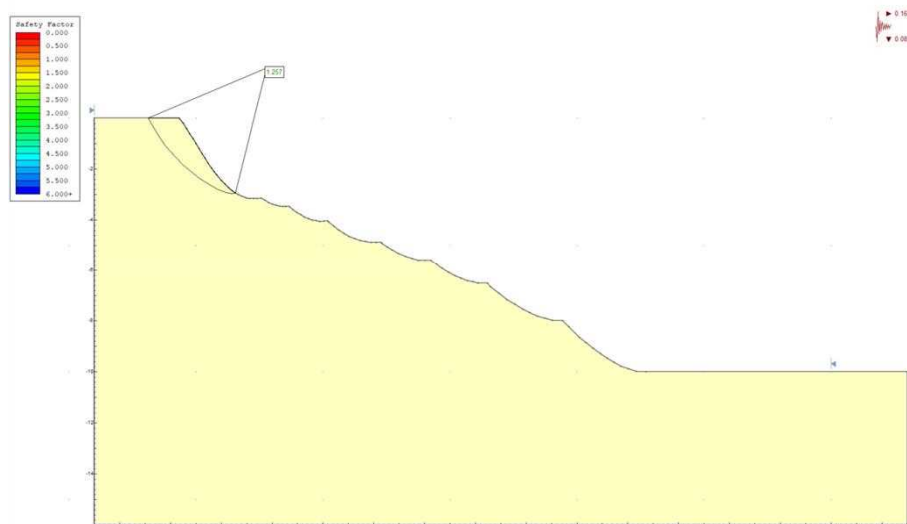
Foram necessárias 9 fases de instabilidades geomorfológicas superficiais até se conseguir atingir a segurança teórica. O cumulativo das diferentes iterações traduziu-se num recuo máximo de 12,8 m, que corresponde à faixa de segurança. Em termos de pendente final média alcançou-se os 27 °.

Tabela 3 - Fator de segurança em condições estáticas e pseudoestáticas e recuo obtido em cada iteração.

<b>Iteração</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
F.S. estático	0,913	0,988	1,049	1,128	1,204	1,323	1,261	1,419	<b>1,561</b>
F.S. pseudo-estático	0,716	0,785	0,839	0,904	0,968	1,087	1,041	1,156	<b>1,257</b>
Recuo parcial	1,7	2,0	1,7	1,6	1,5	0,5	1,5	1,1	1,2
Recuo total	1,7	3,7	5,4	7,0	8,5	9,0	10,5	11,6	<b>12,8</b>



(a)



(b)

Fig. 5 - a) Apresentação gráfica das 9 iterações realizadas, com indicação do recuo alcançado e da pendente média do talude; (b) Análise de estabilidade pseudoestática na iteração n.º 9.

A implantação do CSRC distava da crista do talude entre 1,60 e os 3,0 m. Com base na análise anterior verifica-se que após a ocorrência da 2ª instabilidade geomorfológica no talude, o CSRC ficaria em risco, pois este fenómeno provocaria um recuo potencial cumulativo de cerca de 3,7 m.

Assim sendo, de modo a garantir a segurança do CSRC tornava-se imperativa a deslocação da implantação do edifício, por forma a distar pelo menos 13 m da crista do talude. Esta ação tornou-se impraticável devido à falta de espaço. Assim sendo, o requerente necessitou de aumentar o orçamento previsto para a construção do CSRC para que este contemplasse a implementação de uma solução de estabilização do talude. Inicialmente foram estudadas duas soluções de reperfilamento do talude:

- i) Reperfilamento do talude para um ângulo similar ao ângulo de atrito interno do material, i.e.  $35^\circ$ . Neste caso concreto, o recuo necessário para esta operação é de cerca de 7,6 m, obtendo-se um F.S. na ordem dos 1,50 (em condições estáticas). Contudo, após análise em condições pseudoestáticas verificou-se que a segurança não é garantida, uma vez que se obteve um FS de 1,12 (Figura 6a).
- ii) Reperfilamento do talude com uma solução em banquetas. Esta solução é muito semelhante à anterior com a vantagem de o volume de escavação ser ligeiramente



inferior. De modo a obter-se um ângulo global semelhante ao ângulo de atrito interno, considerou-se a construção de 4 banquetas com uma altura de 2,5 m e um patamar com uma largura de 1 m, a inclinação das banquetas é de cerca 44°. Tendo em consideração as características expostas anteriormente, esta solução apresenta um recuo total de 7,4 m (muito semelhante ao da solução 1 (Figura 6b)). Uma vez mais, apesar de em condições estáticas se verificar a segurança (FS=1,52), em condições pseudoestáticas o quantitativo do FS era inferior a 1,2 (FS=1,13).

Embora estas duas soluções fossem mais económicas que a execução de uma estrutura de suporte, iriam exigir um recuo da crista do talude na ordem dos 8,0 m, o que, mais uma vez, tornava impossível a construção do CSRC devido à falta de espaço disponível. Para além disso, após a avaliação de estabilidade em condições pseudoestáticas, constatou-se que ambas não verificavam a segurança.

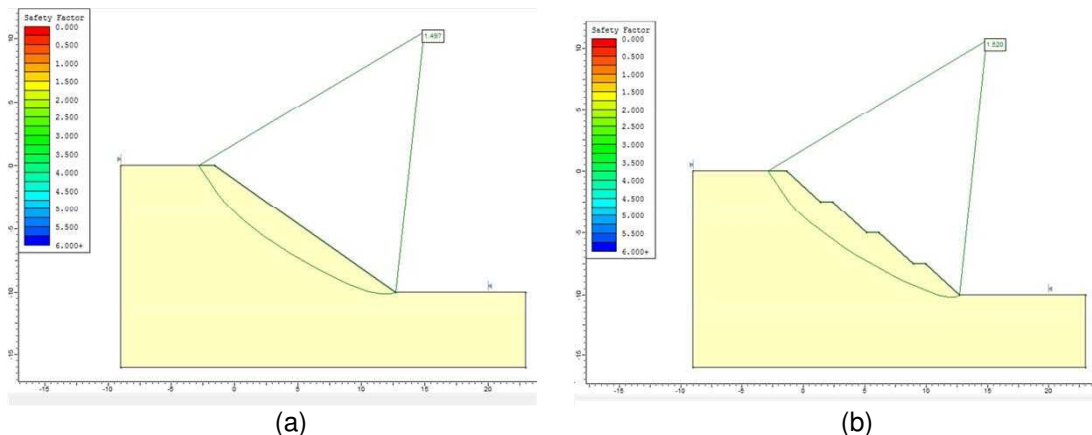


Fig. 6 – Análise de estabilidade estática realizada: (a) após o reperfilamento do talude para um ângulo de 35°; (b) após o reperfilamento do talude em banquetas.

Assim, a solução definitiva passou pela construção de um muro de suporte na base do talude (Figura 7). Esta solução, embora mais onerosa, era exequível sem que fosse necessário o recuo da crista do talude, fazendo com que fosse possível a construção CSRC, uma vez que a segurança do talude ficaria garantida. Nesta solução admitiu-se a construção de um muro de gravidade cuja geometria se encontra apresentada na tabela 4. Considerou-se, ainda, um peso volúmico de 25 kN/m<sup>3</sup> para o material betão.

Tabela 4 - Geometria admitida para o muro de gravidade.

Muro de suporte				Sapata de fundação	
H <sub>superfície</sub> (m)	H <sub>enterrada</sub> (m)	e <sub>topo</sub> (m)	e <sub>base</sub> (m)	Base (m)	e (m)
6,0	0,4	0,3	0,6	3,4	0,8

Onde: H – altura; e – espessura.

No tardoz do muro de suporte foi necessário executar um aterro, devidamente controlado, que se prologou do topo do muro até à crista do talude com uma inclinação de cerca 34°. O fator de segurança obtido para esta solução, em condições estáticas foi de 1,524, e em condições pseudoestáticas de 1,309. Assim, com esta solução foi possível garantir a segurança, tanto em condições estáticas como em condições pseudoestáticas.

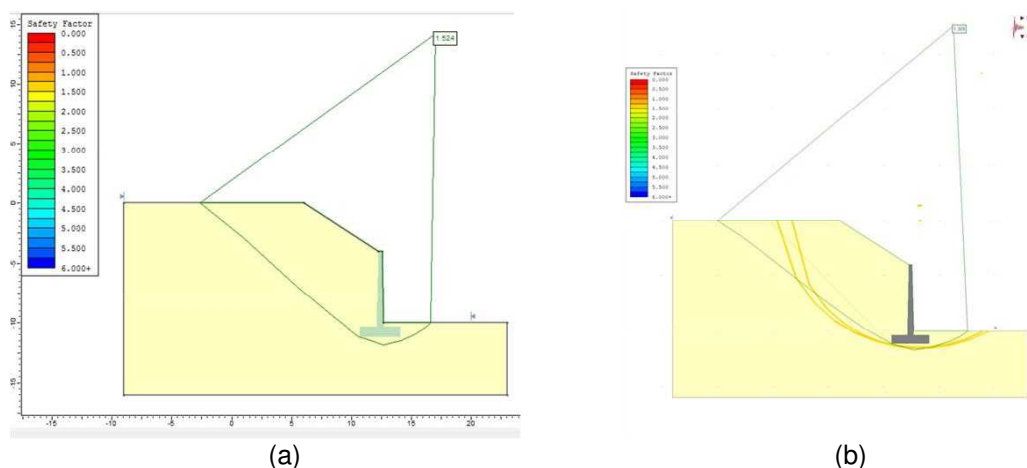


Fig. 7– Análise de estabilidade realizada para a solução que contempla a construção de um muro de suporte na base do talude: (a) condições estáticas; (b) condições pseudoestáticas (Slide 6.0).

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A ocorrência de movimentos de vertentes em taludes no arquipélago dos Açores é um processo natural e dinâmico que, associado a uma ocupação antrópica menos cuidada, determina um risco para pessoas e bens que ocupam as zonas adjacentes às cristas e às bases daquelas geoformas. Estes fenómenos, com atividade retrogressiva e com um grau de incerteza temporal na sua ocorrência, podem motivar o recuo da geoforma, com consequências destrutivas para o homem e suas atividades a montante.

A metodologia para estimar a faixa de segurança apresentada neste trabalho é baseada na avaliação quantitativa da estabilidade de taludes, tendo sido aplicada a um talude situado na Candelária, constituído por depósitos piroclásticos pomíticos.

Os resultados obtidos neste trabalho podem ser sintetizados do seguinte modo:

- Pretendeu-se construir um CSRC na parte superior de um talude com uma altura de 10 m e uma inclinação de 56°. O talude apresentava cicatrizes de roturas do terreno;
- A avaliação das condições de estabilidade a longo prazo determinou um Fator de Segurança à priori inferior à unidade e, deste modo, com potencial de instabilização;
- Partindo da premissa que o talude no seu processo natural de evolução tende para a estabilização, procedeu-se à verificação das condições de estabilidade em condições estáticas e pseudoestáticas de forma faseada, alterando a geometria do terreno em cada simulação pela superfície de rotura crítica, até ser alcançado simultaneamente um  $FS \geq 1,5$  e  $FS \geq 1,2$  para condições estáticas e pseudoestáticas, respetivamente;
- Foram necessárias 9 fases de instabilização até ser alcançado um recuo de 12,8 m que garantisse a segurança;
- A posição prevista para o CSRC situava-se entre os 1,6 e os 3,0 m a partir da crista do talude, o que o colocava vulnerável face à sua localização no talude;
- Foram estudadas duas soluções: (1) reperfilamento do talude; e (2) construção de uma estrutura de contenção. A primeira exigia a perda de volume de terreno e não satisfazia as condições pseudoestáticas. A segunda, embora mais onerosa, era exequível sem haver recuo da crista do talude. O Fator de Segurança obtido em condições estáticas foi de 1,524 e em condições pseudoestáticas de 1,309.

A análise quantitativa da estabilidade de um talude, do ponto de vista estático e pseudoestático, numa região sísmica como é o caso do arquipélago dos Açores é, sem dúvida, uma tarefa fundamental para avaliar se a vertente é instável ou não, nomeadamente face à ocorrência de estímulos externos, como a precipitação intensa ou sismos.

A faixa de segurança permite apoiar a tomada de decisão, para fins de ordenamento do território, por forma a evitar-se a ocupação de espaços próximos de locais suscetíveis à ocorrência de processos de instabilidade geomorfológica, como é o caso dos movimentos de vertente. Caso haja uma ocupação nestas faixas, a mesma deve de ser precedida de medidas de consolidação dos segmentos que possam afetar esta mesma atividade.

## 5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Searle, R. (1980) Tectonic pattern of the Azores spreading center and triple junction. *Earth and Planet. Sci. Lett.*, 51, 415-434.
- [2] Marques, R., Zêzere, J.L., Trigo, R., Gaspar, J.L. and Trigo, I. (2008) Rainfall patterns and critical values associated with landslides in Povoação County (São Miguel Island, Azores): relationships with the North Atlantic Oscillation. *Hydrological Processes*, 22, 478–494.
- [3] Marques, R., Amaral, P., Araújo, I., Gaspar, J.L. and Zêzere, J.L. (2015) Landslides in S. Miguel Island (Azores): susceptibility analysis and validation of rupture zones using a bivariate GIS-based statistical approach. Eds. Gaspar, J.L., Guest, J.E., Duncan, A.M., Barriga, F.J.A. & Chester, D. K. *Volcanic Geology of São Miguel island (Azores Archipelago)*. Geological Society, London, *Memoirs*, 44, 167-184.
- [4] Guzzetti, F. (2005) Landslide hazard and risk assessment. Bona: Dissertação de Doutoramento apresentada na Universidade de Bona, 373 p.
- [5] Marques, R. (2013) – Estudo de movimentos de vertente no concelho da Povoação (ilha de São Miguel, Açores): Inventariação, caracterização e análise da suscetibilidade. Tese de doutoramento em geologia, especialidade de Riscos Geológicos. Universidade dos Açores, 456 p.
- [6] Goth, J.W., Baum, R.L., Savage, W.Z., Salciarini, D., Schulz, W.H. and Harp, E.L. (2008) Transient deterministic shallow landslide modeling: Requirements for susceptibility and hazard assessments in a GIS framework. *Eng. Geology*, pp 214 – 226.
- [7] Amaral, P., Marques, R., Zêzere, J.L., Queiroz, G. and Marques, F. (2009) Distributed transient modeling of rainfall triggered shallow landslides for susceptibility assessment in Ribeira Quente valley (S. Miguel, Azores), In: *Landslide Processes, from geomorphological mapping to dynamic modeling*, Strasburg, France 6-7 February 2009. Strasburg, CERG, France: 29-94.
- [8] Marques, F.M.S.F. (2009) Sea Cliff instability prevention and planning: examples of practice in Portugal. *Journal of Coastal Research*, 56, pp 856-860.
- [9] Marques, F.M.S.F. (2008) Magnitude-frequency of sea cliff instabilities. *Nat.Hazards Earth. Sci.*, 8, 1161-1171.
- [10] Amaral, P., Malheiro, A., Marques, F., Moniz, L. Teixeira, L. (2018) Estimação da faixa de risco e de proteção num segmento de arriba costeira em Água d'Alto – São Miguel através da análise de estabilidade por métodos de equilíbrio limite. 16 Congresso Nacional de Geotecnia., 12 p.
- [11] Borges, P. (2003) Ambientes litorais nos Grupos Central e Oriental do Arquipélago dos Açores. Conteúdos e Dinâmica de Microescala. Tese de doutoramento, Universidade dos Açores.
- [12] Queiroz, G. (1997) *Vulcão das Sete Cidades (S. Miguel, Açores) – história eruptiva e avaliação do hazard*. Tese de Doutoramento no ramo Geologia, especialidade de Vulcanologia. Universidade dos Açores, Departamento de Geociências, 226 p.
- [13] Queiroz, G. (1990) Aspectos vulcanológicos do Maciço das Sete Cidades. Provas de Progressão na Carreira de Investigação, Centro de Vulcanologia, INIC, Ponta Delgada.
- [14] INMG e LNEC (1986) Sismicidade instrumental do arquipélago dos Açores (Período 1980-1986). Estudos realizados para o Novo Hospital de Ponta Delgada, Relatório INMG/LNEC N°2.
- [15] Nunes, J.C. (1991) Microssismos e neotectónica: contribuição para o seu estudo nos Açores. Tese APCC, Universidade dos Açores, 245 p.

- [16] CIVISA (2009) Base de dados do Centro de Informação e Vigilância Sismo vulcânica dos Açores. Centro de Vulcanologia e Avaliação de Riscos Geológicos da Universidade dos Açores.
- [17] Silveira, D. (2002) Caracterização da sismicidade histórica da ilha de S. Miguel com base na reinterpretação de dados de macrossísmica: contribuição para a avaliação do risco sísmico. Tese de mestrado em Vulcanologia e Riscos Geológicos. Universidade dos Açores, 149p.
- [18] Amaral, P. (2010) Caracterização geotécnica e hidrológica de depósitos vulcânicos: Modelação da estabilidade de taludes no concelho da Povoação (ilha de S. Miguel – Açores). Dissertação de Doutoramento em Geologia especialidade de Vulcanologia. Departamento de Geociências da Universidade dos Açores, 277 p.
- [19] Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15, 79–93.
- [20] Abramson, L. W., Lee, T.S., Sharma, S. e Boyce, G. M. (2002) *Slope Stability and Stabilization Methods* (2nd ed.), John Wiley & Sons, Inc., New York, USA, 712 p.

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

## ÍNDICE DE AUTORES

### A

Agante, M. 751  
Aires, A. 965  
Alegre, A. 859  
Alves, D. 921  
Amaral, P. 953, 979  
Araki, Y. 847  
Arêde, A. 295, 515, 561, 593, 703  
Aşıkoğlu, A. 503  
Azenha, M. 811  
Azevedo, N. 787  
Azimi, N. 909

### B

Barbosa, J. 703  
Barontini, A. 97, 573, 583  
Batalha, N. 593  
Bedon, C. 739  
Belafonte, V. 231  
Bento, R. 39, 193, 281, 407, 679, 775, 799  
Bernardo, V. 107, 119  
Bezzeghoud, M. 351  
Borges, J. 351  
Botelho, C. 703  
Bousias, S. 317  
Braga, A. 183  
Branco, J. M. 231, 267  
Braz, R. 267  
Buforn, E. 351

### C

Caicedo, D. 107, 143  
Caldeira, B. 351  
Câmara, A. 921  
Carmo, R. 243  
Carneiro, A. M. 327  
Carvalho, A. 373, 965  
Carvalho, J. F. 613  
Carvalho, L. 561  
Castro, J. M. 255, 613, 727  
Cerqueira, E. 255, 727  
Chieffo, N. 85, 445  
Chrysostomou, C. Z. 317  
Cismasiu, I. 787  
Correia, A. A. 679, 965  
Costa, A. 59, 897  
Costa, A. A. 679  
Costa, A. C. 119, 897

Costa, C. 467, 479  
Costa, R. 665  
Couto, C. 691  
Couto, R. 281  
Cruz, A. 85  
Cunha, A. 933  
Cunha, L. 953, 979  
Custódio, S. 373

## D

Delgado, P. 561, 703  
Drigani, L. 535  
Dudine, A. 625

## E

Eira, J. M. 219  
Elahi, F. N. 821  
Eshaghi, C. 255, 727  
Estêvão, J. M. C. 183, 363

## F

Fernandes, P. 539, 751  
Ferreira, A. C. 327  
Ferreira, C. 387  
Ferreira, F. 397  
Ferreira, M. A. 387  
Ferreira, T. M. 435, 715  
Filippou, C. A. 317  
Fonseca, J. 539  
Fontes, A. C. 267  
Furtado, A. 243, 295, 335, 593

## G

Giresini, L. 873  
Godinho, A. 965  
Gomes, J. P. 933  
Gonçalves, P. 327  
Grossi, P. 267  
Guedes, J. M. 549  
Guerreiro, L. 921

## H

Hamak, I. 351  
Henriques, D. 373  
Hosseini, S. A. 739  
Hussaini, S. M. S. 131, 143

## I

Illampas, R. 305, 317, 625  
Inácio, M. 387

**J**

Jordão, S. 739

Júlio, E. 243

**K**

Karimzadeh, S. 19, 85, 107, 131, 143

Kyriakides, N. 651

**L**

Lemma, M. S. 651

Leonardi, M. L. 811

Lopes, G. 467, 479

Lourenço, P. B. 85, 97, 107, 119, 131, 143, 445, 503, 583, 909

**M**

Macedo, L. 613

Malheiro, A. 953, 979

Maranhão, H. 603

Marques, F. 953, 979

Marques, R. 847

Mascheri, G. 445

Mehdipour, Z. 267

Melo, D. 193

Melo, J. 457, 515, 603

Mendes, N. 573, 715

Mendes, P. 859

Miranda, L. 205, 525

Miranda, V. 205, 525

Mohamed, H. 762

Monteiro, R. 3, 281

Monteiro, V. 613

Mucedero, G. 281

Murano, A. 159, 583, 835

**N**

Neves, N. 231

**O**

Oliveira, C. 397

Oliveira, D. V. 305, 327, 573, 811, 873, 909

Oliveira, R. 351

Oliveira, S. 665, 859

O'Neill, H. 387

Ortega, J. 159, 835

Ortiz, A. 85

Ostetto, L. 539

**P**

Pacheco, P. 387

Panah, R. S. 457

Penazzato, L. 305

Penna, A. 775



Pereira, S. 933  
Peres, R. 255, 727, 799  
Pimentel, J. 205, 525  
Pimentel, M. 561  
Pinho, F. 171, 787  
Pinto, C. 387, 679  
Pinto, J. R. 561  
Pires, M. 219  
Poletti, E. 267  
Ponte, M. 775  
Proença, J. 859

## Q

Quelhas, B. 549

## R

Ramírez Eudave, R. 435  
Ramos, R. 859  
Rebelo, C. 651, 739  
Ribeiro, F. 897, 965  
Ribeiro, T. 613  
Rodrigues, H. 159, 295, 335, 539, 593, 691, 751, 835  
Romanazzi, A. 573  
Romão, X. 423, 445, 457, 637, 762  
Rossetto, T. 515

## S

Sandoval, E. 85  
Santos, A. 953, 979  
Saraiva, R. 327  
Scacco, J. 583  
Schildkamp, M. 847  
Silva, A. 715  
Silva, D. 965  
Silva, L. C. 583  
Silva, R. A. 573  
Silva, V. 457, 467, 479, 489  
Silvestri, S. 847  
Simões da Silva, L. 651, 665  
Simões, A. 193, 799  
Simões, Ana 407  
Skoulidou, D. 423  
Solarino, F. 873  
Sousa Oliveira, C. 467  
Sousa, D. 883  
Sousa, M. L. 965  
Sousa, R. 243, 539, 593, 751

## T

Taherian, A. 489  
Teixeira, J. 549  
Teixeira, L. 205, 525

Teixeira, S. 327  
Tenório, M. 231

**U**

Ulrix, E. 625

**V**

Valente, J. 637  
Varandas, J. N. 883  
Varum, H. 295, 457, 515, 593, 603, 751  
Vasconcelos, G. 159, 193, 503, 583, 835  
Vicente, M. 965  
Vicente, R. 435, 467, 489  
Vieira de Lemos, J. 933  
Vila Pouca, N. 561, 637, 703  
Vila Real, P. 691  
Vila-Chã, E. 97  
Vitorino, H. 691  
Votsis, R. 317

**Z**

Zahedi, M. 821

Esta página foi deixada intencionalmente em branco.

