

SÉRIE III NÚMERO 26 NOVEMBRO 2024

rpee
<http://rpee.lnec.pt/>

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino

número temático:
engenharia sísmica



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

ISSN: 2183-8488

índice

editorial	3	Nota prévia
	5	Editorial
artigos científicos	7	Projeto sísmico de estruturas de betão – Desafios e soluções António Costa
	27	Investigating the impact of Eurocode 8 revision on SMRF design and performance: A comparative study Melaku Seyoum Lemma ∞ Carlos Rebelo ∞ Luis Simoes da Silva
	39	Comportamento experimental de paredes de tabique rebocadas, submetidas a ações no plano: corte com compressão constante Joana Teixeira ∞ João Miranda Guedes ∞ Bruno Quelhas
	47	Avaliação do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria tradicional usando uma abordagem inovadora baseada em BIM Maria Laura Leonardi ∞ Miguel Azenha ∞ Daniel V. Oliveira
	59	Desenvolvimento de uma base de dados de propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra de duas folhas atualizada por meio de inferência Bayesiana António Murano ∞ Javier Ortega ∞ Hugo Rodrigues ∞ Graça Vasconcelos
	69	Modelação de interações num agregado histórico com o método de pórticos equivalentes Madalena Ponte ∞ Gabriele Guerrini ∞ Andrea Penna ∞ Rita Bento
	81	Análise sísmica de edifícios pré-fabricados com solução de sistema híbrido madeira/betão CREE Miguel Pires ∞ João Morgado Eira
	91	Metodologia para avaliação de desempenho combinado sísmico e energético para paredes de alvenaria de enchimento André Furtado ∞ Hugo Rodrigues
	101	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 Sérgio Oliveira ∞ André Alegre ∞ Rafael Ramos ∞ Jorge Proença ∞ Paulo Mendes
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Ana Sofia Louro

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

Luís Guerreiro

(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Luís Oliveira Santos

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Direção Executiva: Sandra Neves

Design Gráfico: Helder David

Capa

Viaduto Duarte Pacheco, Lisboa

(fotografia cedida por Infraestruturas de Portugal)

Aviso legal

Os conteúdos incluídos na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Proprietário

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

Departamento de Estruturas

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

tel: (+351) 21 844 32 60

rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição, redação e divulgação eletrónica

LNEC | Setor de Divulgação Científica e Técnica

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

NIPC: 501 389 660

tel: (+351) 21 844 36 95

livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

https://doi.org/10.34638/rpee-s111-n26

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa

ISEP, Portugal

Alexandre Pinto

JETsj Geotecnia, Portugal

Alfred Strauss

Univ. Bodenkultur Viena, Áustria

Anastasio Sextos

Univ. of Bristol, Reino Unido

Antonello Gasperi

Consultor, Itália

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimés

UIS, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

U. Aveiro, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António Correia

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

António Pinho Ramos

UNL, Portugal

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Vieira Pinto

ELSA-JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, Portugal

Bruno Briseghella

Fuzhou Univ., China

Bruno Godart

UGE, França

Cármén Andrade

CIMNE, Espanha

Cristina Oliveira

IP Setúbal, Portugal

Daniel Oliveira

U. Minho, Portugal

Domenico Asprone

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Elsa Caetano

FEUP, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

UFF, Brasil

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Graham Webb

WSP, Reino Unido

Guillermo Ramirez

VSL International, Suíça

Gustavo Ayala

UNAM, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues

U. Aveiro, Portugal

Iunio Iervolino

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Jan Vitek

Metrostav a.s., Rep. Checa

Joan Ramon Casas

UPC, Espanha

João Azevedo

IST, Portugal

João Estêvão

U. Algarve, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

Jorge Branco

U. Minho, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

Jorge Tiago Pinto

UTAD, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

UMSNH, México

José Luiz Rangel Paes

UFV, Brasil

José Melo

FEUP, Portugal

José Turmo

UPC, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López

ULA, Venezuela

Ka-Veng Yuen

U. Macau, China

Laura Caldeira

LNEC, Portugal

Lídia Shehata

UFF, Brasil

Linh Cao Hoang

DTU, Dinamarca

Luciano Jacinto

ISEL, Portugal

Luís Castro

IST, Portugal

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

PUCP, Peru

Marco Menegotto

Sapienza Univ. di Roma, Itália

Mario Ordaz

UNAM, México

Mário Pimentel

FEUP, Portugal

Marta Del Zoppo

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Miguel Fernandez Ruiz

UPM, Espanha

Nikola Tošić

UPC, Espanha

Nuno Filipe Borges Lopes

U. Aveiro, Portugal

Paolo Riva

Univ. di Bergamo, Itália

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Costeira

IP Viseu, Portugal

Paulo Fernandes

IP Leiria, Portugal

Paulo Lourenço

U. Minho, Portugal

Paulo Piloto

IP Bragança, Portugal

Paulo Vila Real

U. Aveiro, Portugal

Pedro Delgado

IP Viana do Castelo, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Ricardo do Carmo

ISEC, Portugal

Rita Bento

IST, Portugal

Rui Caçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Serena Cattari

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Hampshire Santos

UFFR, Brasil

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Thanasis Triantafyllou

Univ. de Patras, Grécia

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

USP, Brasil

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) divulga um conjunto de artigos submetidos ao SÍSMICA 2024 – 13º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, organizado pela Universidade do Minho em conjunto com a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

A qualidade científica deste número temático é assegurada pela Coordenação Científica da **rpee** em articulação com a Comissão Científica do Congresso, de que se destacam os coordenadores deste número, Luís Guerreiro e Daniel Oliveira, a quem fica aqui expresso o reconhecimento da Administração da **rpee** pelo excelente trabalho desenvolvido.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Ana Sofia Louro (GPBE)

Luís Guerreiro (SPES)

editorial

Mais uma vez a Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas dedica um número à Engenharia Sísmica, divulgando um conjunto de artigos selecionados a partir das comunicações apresentadas no **SÍSMICA 2024 – 13º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica**, organizado pela Universidade do Minho em conjunto com a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

Sendo a segurança sísmica do edificado e das populações uma das preocupações dos engenheiros de estruturas, ela é também, naturalmente, uma das preocupações de largos setores da comunidade técnica e científica, razão pela qual se justifica esta escolha temática.

Aqui são tratados assuntos que incluem comportamento sísmico de estruturas de edificações de alvenaria, de betão armado, de madeira, metálicas e barragens, apresentando-se trabalhos de análise do comportamento e soluções de reforço sismo-resistente.

Com as recentes alterações de ordem jurídica em Portugal referentes às normas de dimensionamento e verificação da segurança estrutural, nomeadamente no que diz respeito à ação sísmica e, em particular, no referente à reabilitação estrutural, é ainda maior a responsabilidade da comunidade técnica em assegurar padrões de qualidade que garantam a minimização do risco sísmico em Portugal.

Luís Guerreiro

Daniel Oliveira

Coordenadores do número temático

engenharia sísmica

Projeto sísmico de estruturas de betão – Desafios e soluções

Seismic design of concrete structures – Challenges and solutions

António Costa

Resumo

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, esquecidos podendo conduzir a soluções estruturais 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 Portuguese 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. This can lead to less adequate or even ineffective structural 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

Keywords: Concrete structures / Seismic design / New structures / Existing structures

António Costa

Engenheiro civil
A2P Consult
Lisboa, Portugal
antonio.costa@a2p.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

COSTA, S. – Projeto sísmico de estruturas de betão – Desafios e soluções. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 7-26. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-001>

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 espetro 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 espetro 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 10 200 m². Inclui 4 caves, 5 pisos elevados e cobertura com uma área total de construção de aproximadamente 75 000 m². As Figuras 1 a 3 caracterizam globalmente o edifício.

Os pisos enterrados têm dimensões máximas de 202 m x 58 m não tendo sido realizadas quaisquer juntas. Os pisos elevados têm dimensões máximas de 150 m x 66 m. 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 8 m 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 16 m para acomodar uma zona ajardinada.

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.

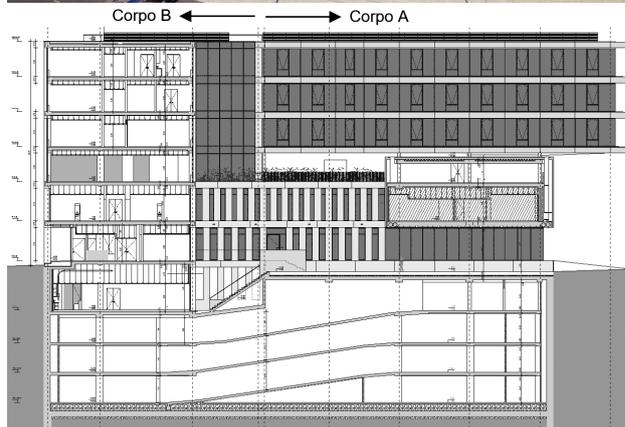


Figura 1 Vista e corte transversal do edifício (corpo A à direita e corpo B à esquerda)

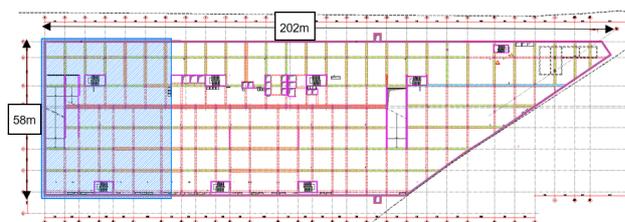


Figura 2 Planta dos pisos enterrados

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 150 m foi dividido em dois blocos, B1 e B2, com 90 m e 60 m de desenvolvimento, respetivamente, com o objetivo de controlar os efeitos das deformações impostas.



Figura 3 Planta dos pisos acima do piso 2

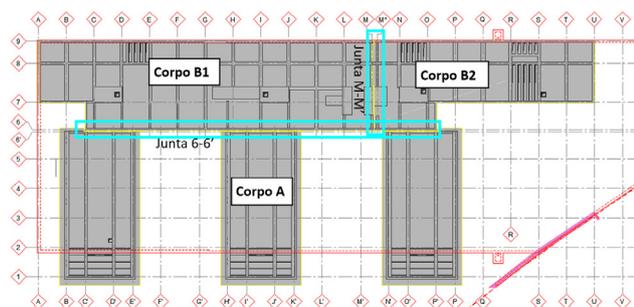


Figura 4 Disposição das juntas no edifício

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 relativamente ao corpo B que interessa evitar separando os dois corpos por uma junta sísmica. Apresentando os pisos inferiores do corpo A um desenvolvimento de 108 m 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 desfavorável dos 3 blocos acima do piso 2 e os efeitos gerados pela transição brusca 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 do piso e ao surgimento de consolas com vão

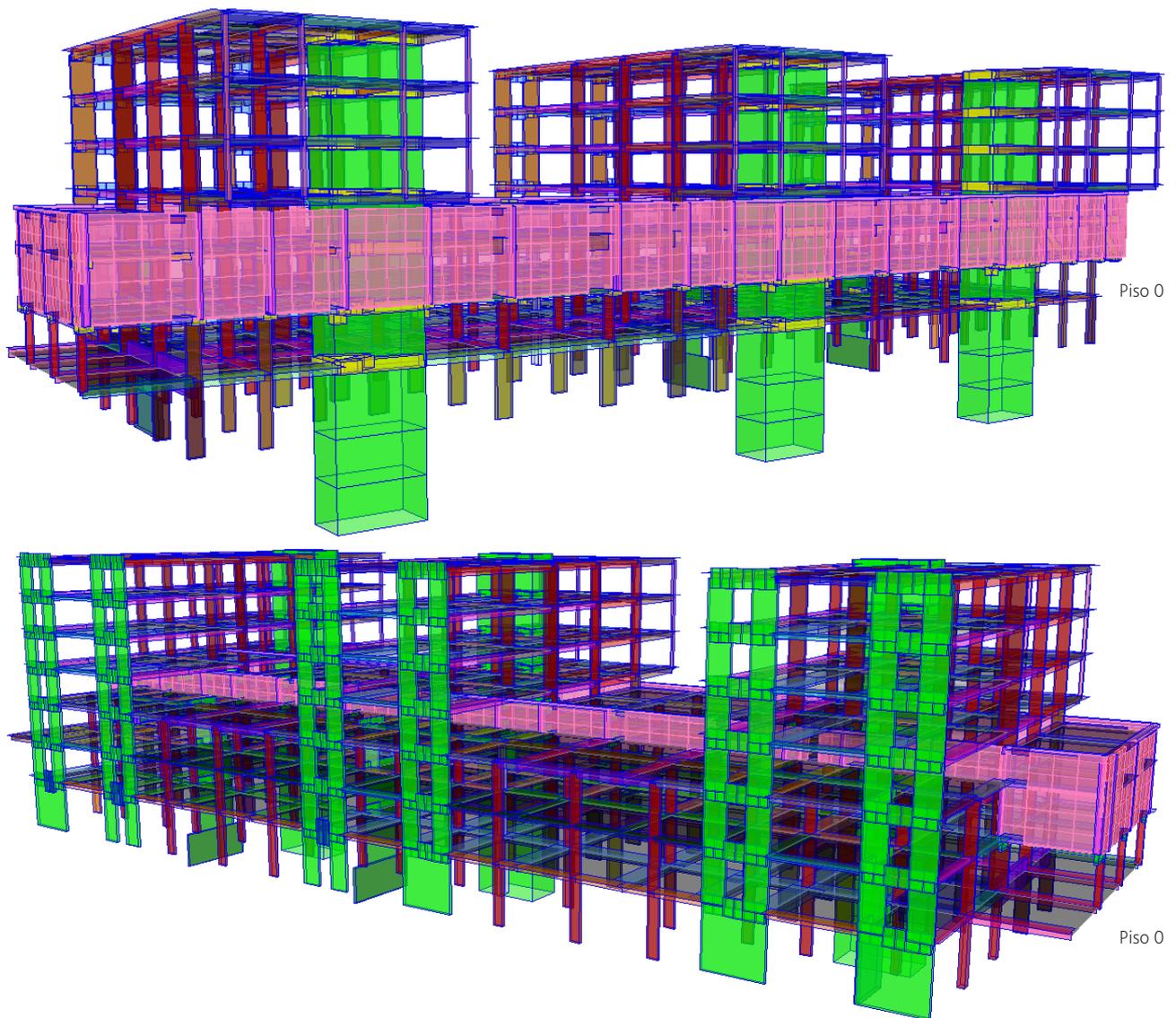


Figura 5 Modelo da estrutura ilustrando a verde a estrutura principal resistente aos sismos

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 na zona frontal e por um conjunto de 6 paredes acopladas no alinhamento de tardo, 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.

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.

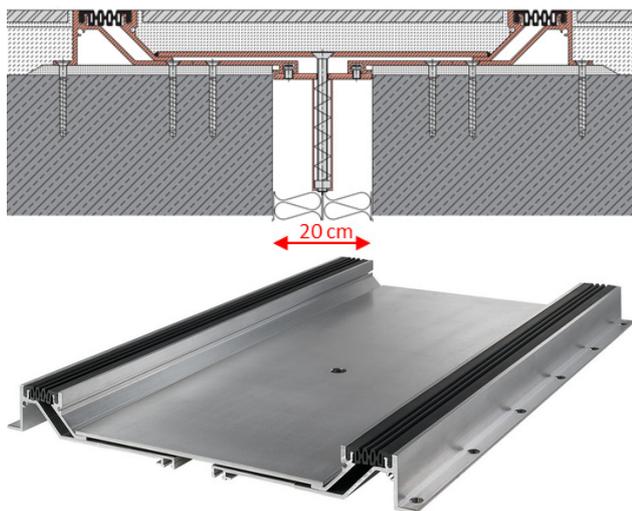


Figura 6 Juntas sísmicas – exemplo de um aparelho de junta com elevada capacidade

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



Figura 7 Lajes aligeiradas e lajes mistas adotadas no edifício

120 m. 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.

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



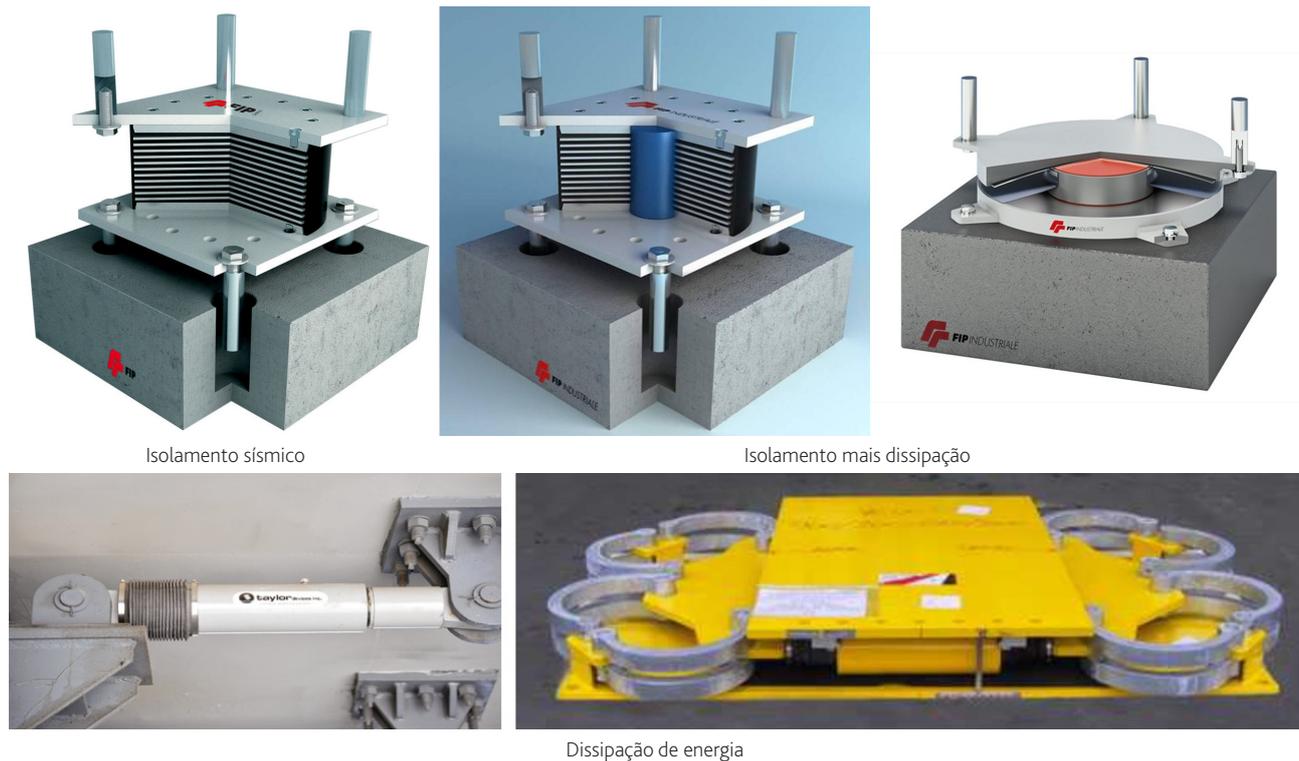


Figura 8 Equipamentos usados para isolamento sísmico e para aumento do amortecimento

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 acrescem 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.

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 socioeconómicos;
- 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 δ imposto pela ação sísmica.

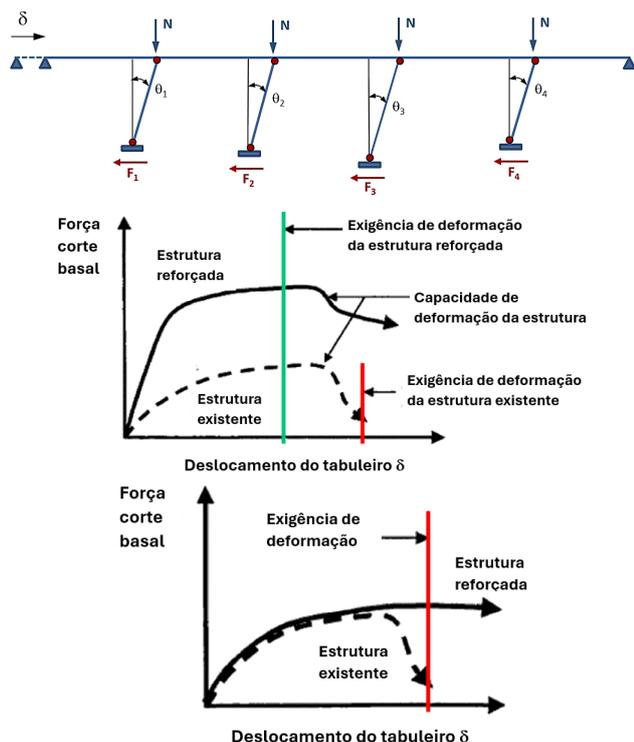


Figura 9 Estratégias de intervenção: redução da exigência e aumento da capacidade

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.

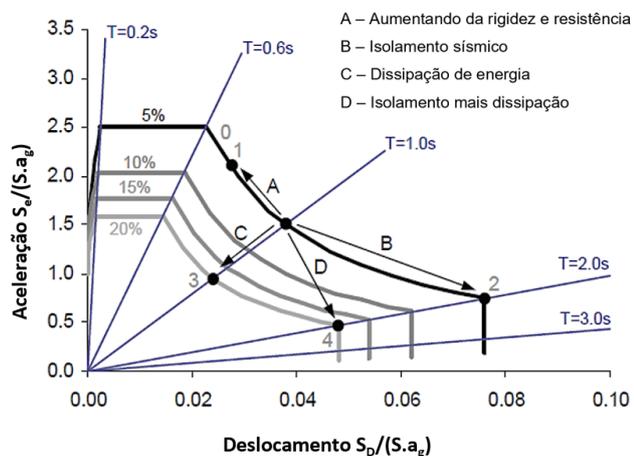


Figura 10 Metodologias de intervenção para redução das exigências sísmicas

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

Os viadutos são constituídos por conjuntos de subestruturas com 3 vãos contínuos de 20 m + 25 m + 20 m, 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 0,45 m de diâmetro.

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 0,45 m de diâmetro, cravadas com uma profundidade de pelo menos 25 m.

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 14,1 m e é constituído por uma laje de betão armado, suportada por longarinas metálicas apoiadas em carlingas, por sua vez apoiadas nas vigas de rigidez.

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 ocios de betão armado fundados em maciços de 72 estacas cravadas de 0,66 m de diâmetro e cerca de 20 m de comprimento.

As características do terreno ao longo da obra são muito desfavoráveis apresentando formações aluvionares de fraca qualidade com espessuras superiores a 25 m, 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.

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

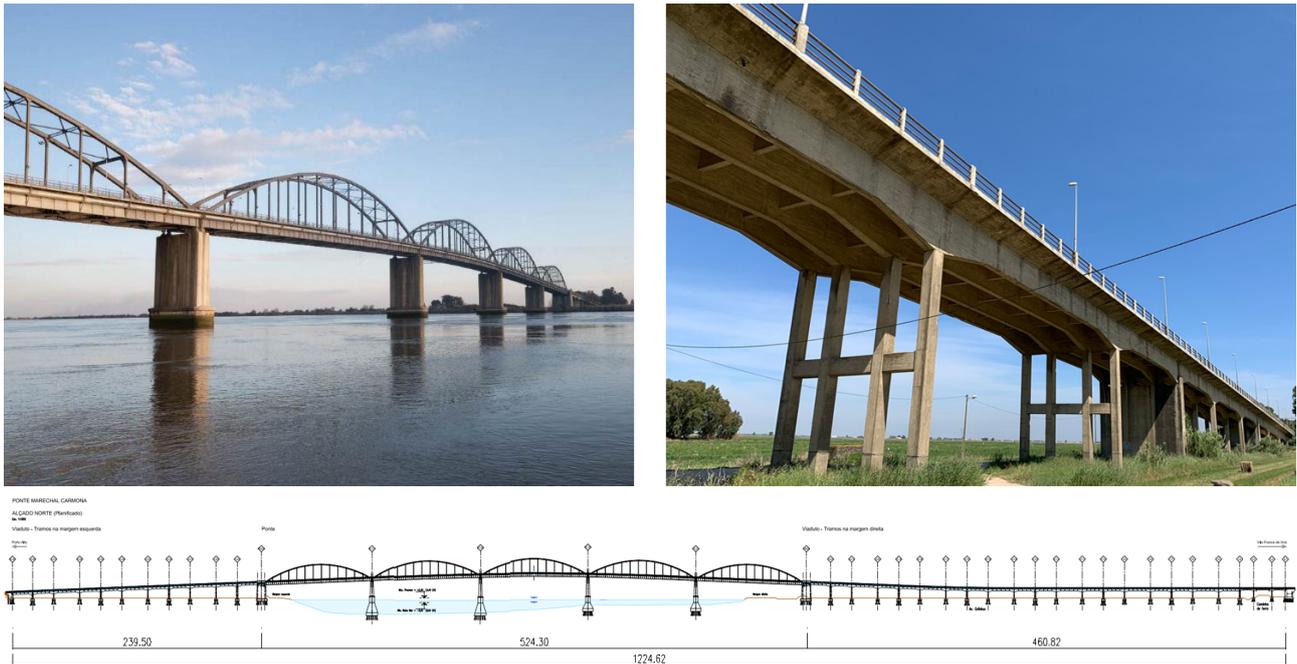
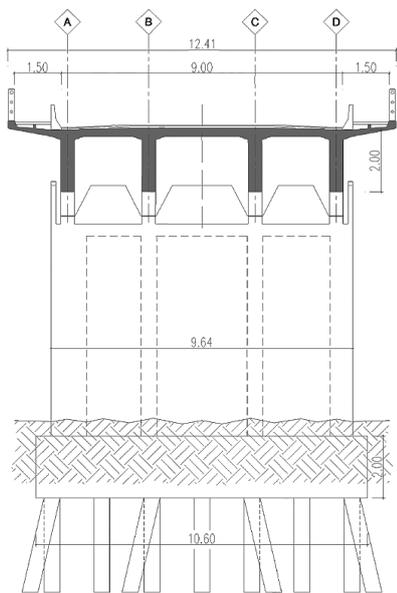


Figura 11 Vistas da ponte e do viaduto sul. Alçado de montante da obra



Figura 12 Pilares intermédios das subestruturas dos viadutos com montantes articulados



PILAR EXTREMO

Esc. 1:100

Corte longitudinal

Apóio Fixo-Apóio Móvel

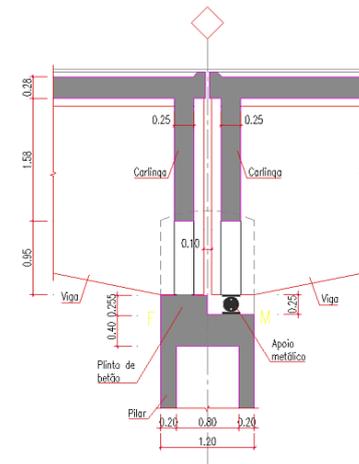


Figura 13 Pilares de junta das subestruturas dos viadutos e apoios do tabuleiro

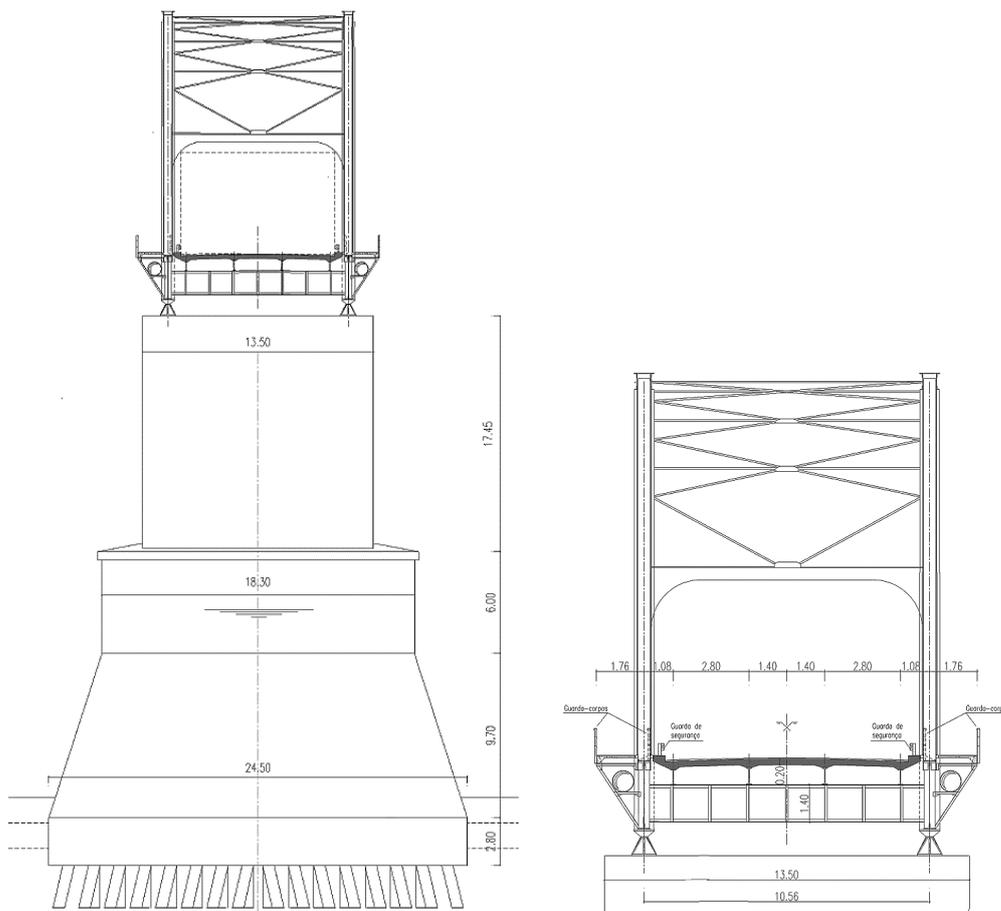


Figura 14 Ponte: pilares e tabuleiro

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 acomodar 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.

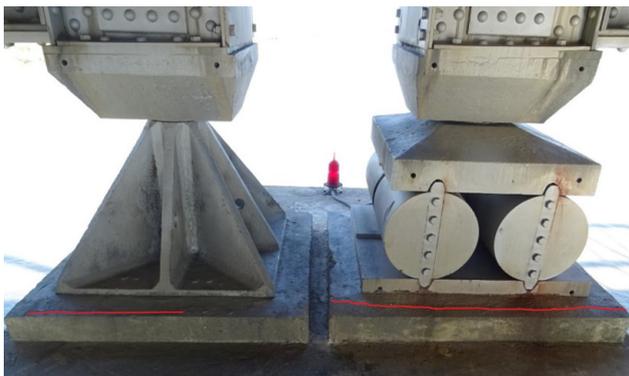


Figura 15 Aparelhos de apoio fixos e móveis dos tramos do tabuleiro

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 no 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 de muito difícil execução, senão mesmo inviáveis de implementar.

Sendo o espaço disponível para colocar os aparelhos de isolamento de base relativamente reduzido, selecionaram-se aparelhos com altura de 178 mm, 100 mm de espessura de borracha e diâmetro de 300 mm que apresentam uma rigidez horizontal de 1350 kN/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 350 kN por unidade e para o viaduto da margem direita o mesmo número de aparelhos com capacidade de 500 kN 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.

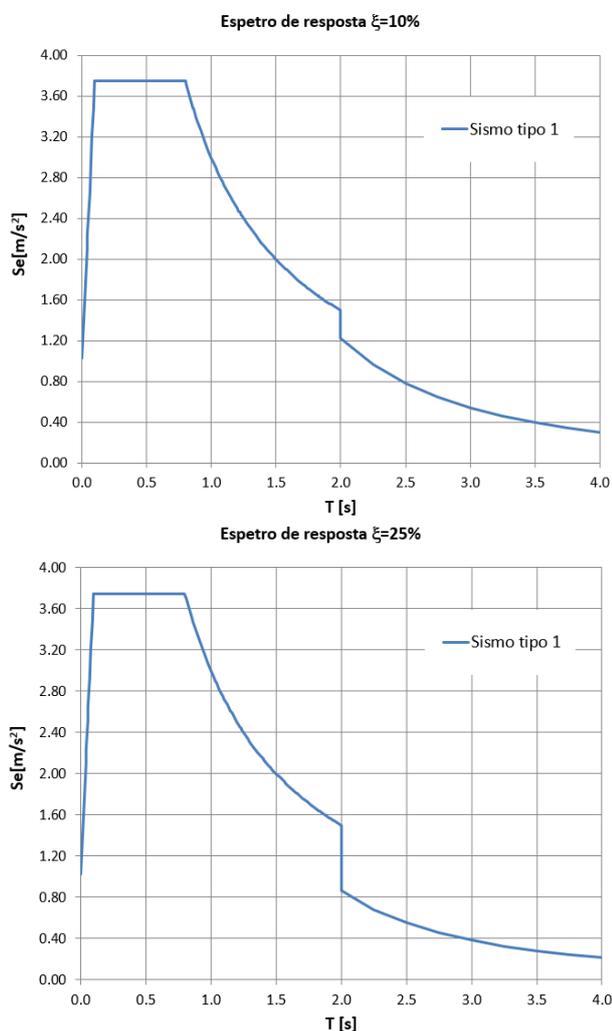


Figura 16 Espectro de resposta elástica com amortecimento de 10% e 25%

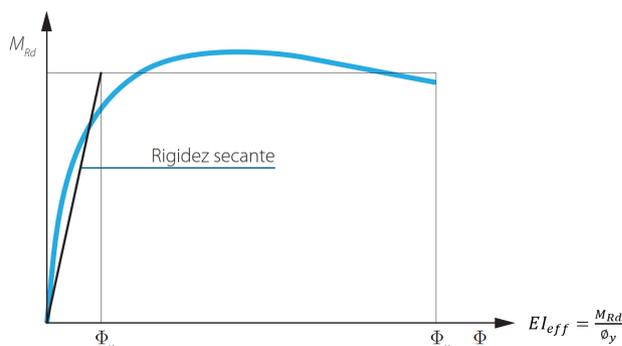


Figura 17 Diagrama momento-curvatura para cálculo da rigidez efetiva

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:

- 1.º modo $T = 1,32$ s, longitudinal
- 2.º modo $T = 0,88$ s, transversal

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

- 1.º modo $T = 2,57$ s, longitudinal
- 2.º 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- Δ .

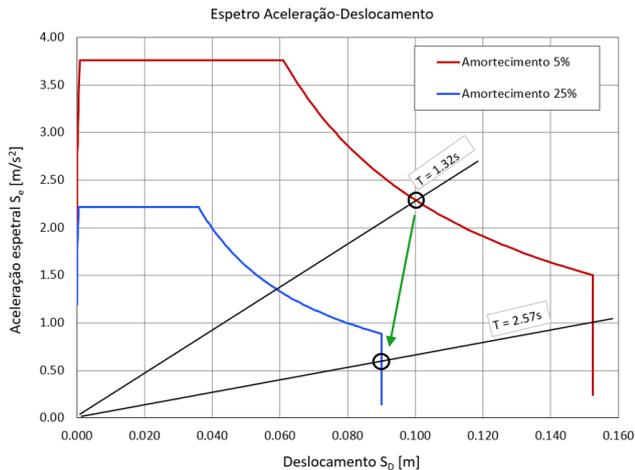


Figura 18 Deslocamento e aceleração espectral antes e após a intervenção no viaduto sul

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: $d_{E, \text{long}} = 0,09 \text{ m}$; $d_{E, \text{transv}} = 0,13 \text{ m}$. 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 dos 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.

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.

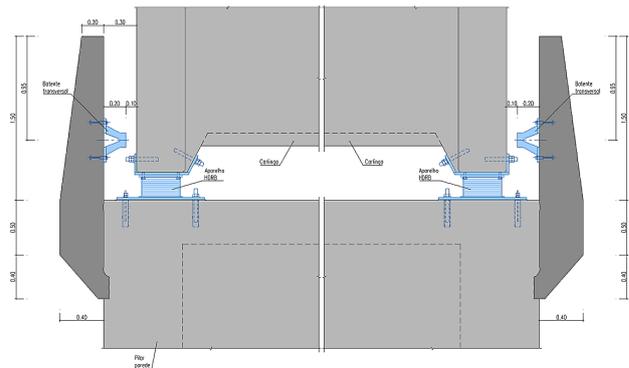


Figura 19 Ilustração do sistema de isolamento de base e batentes nas vigas laterais

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.

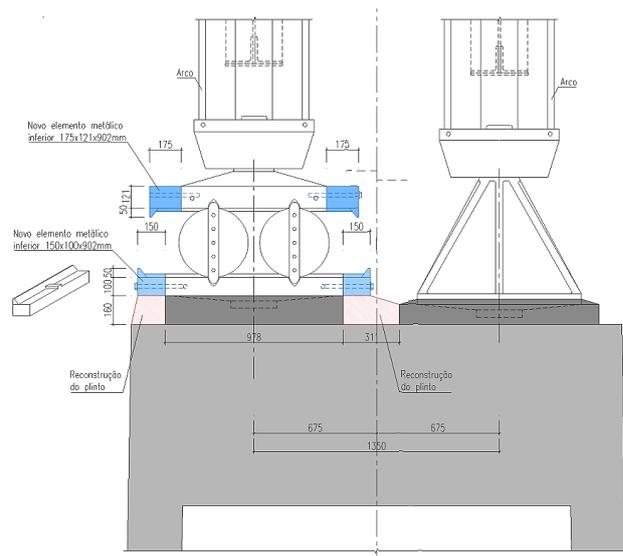


Figura 20 Intervenção nos aparelhos de apoio aumentando as chapas inferior e superior

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.

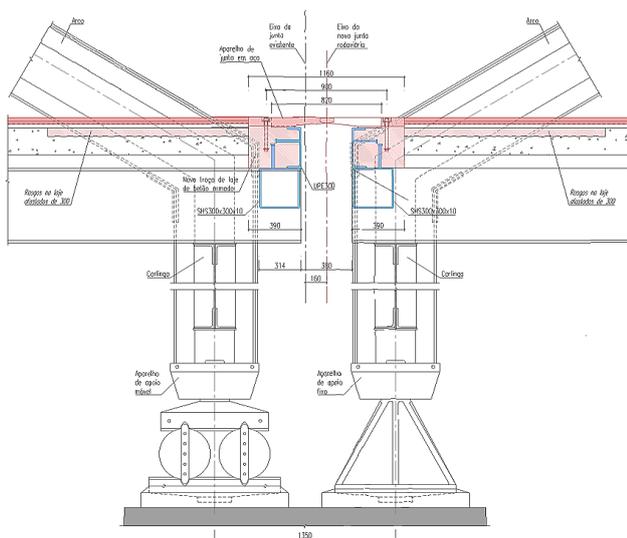


Figura 21 Introdução de juntas sísmicas nos alinhamentos dos pilares

3.2 Viaduto Duarte Pacheco

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

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 43 m de vão que descarregam em duas pilastras.

- Um arco central sobre a Avenida de Ceuta com 98,4 m 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 24 m, 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 álcalis-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.

- Viaduto constituído por 5 estruturas independentes com muitas juntas de dilatação. Estas estruturas apresentam um comportamento dinâmico diferente pelo que os deslocamentos

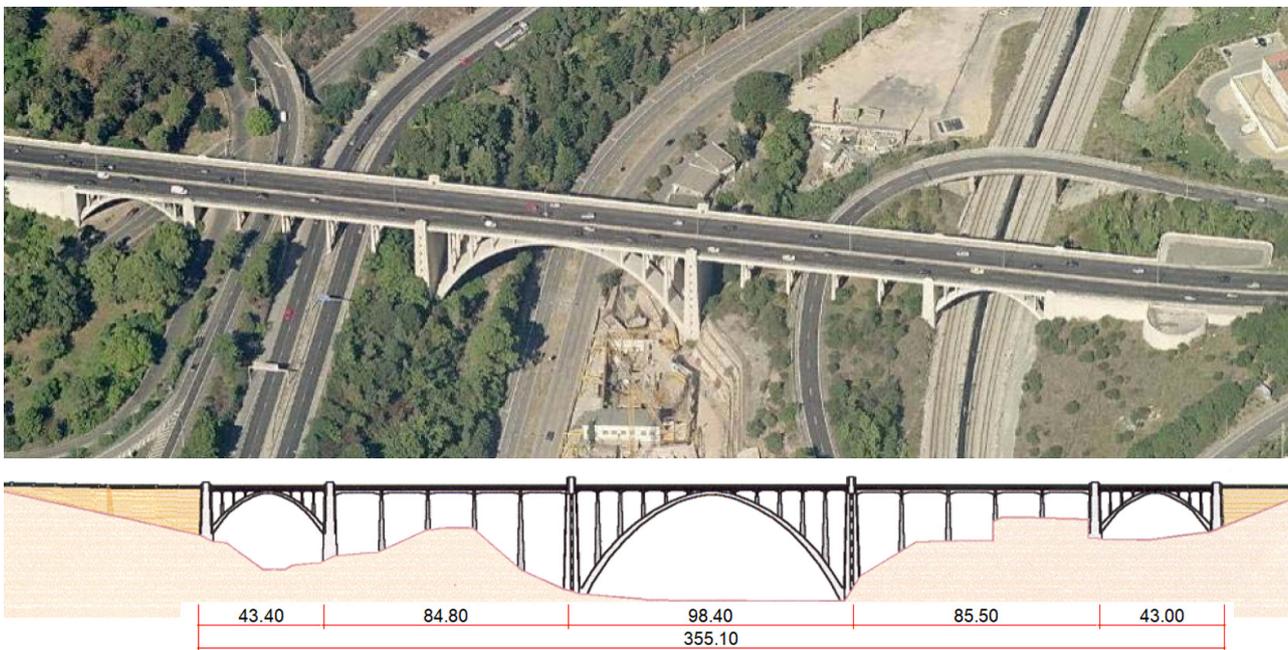


Figura 22 Vista do lado sul e alçado do lado norte do viaduto

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.

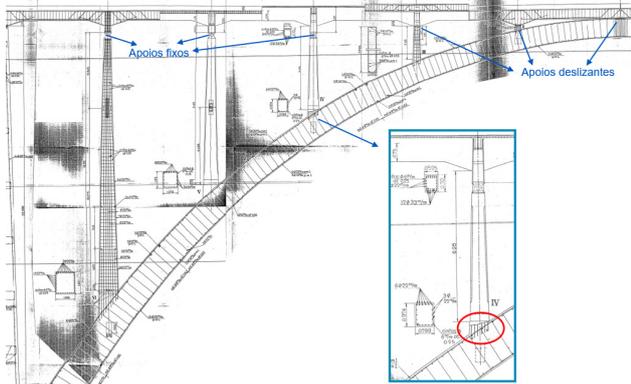


Figura 23 Estrutura do arco central mostrando a amarração insuficiente da armadura de pilares

- c) 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.

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-Δ 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-Δ.

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.

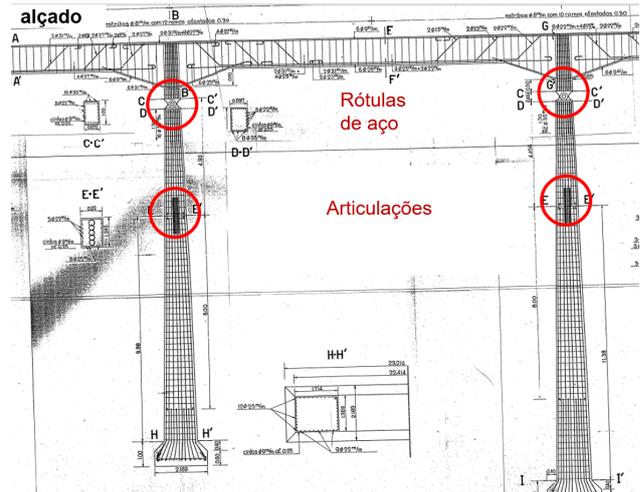


Figura 24 Vista dos pilares do viaduto com articulações ao nível da travessa marcadas por uma junta e extrato do desenho de projeto mostrando as articulações em causa

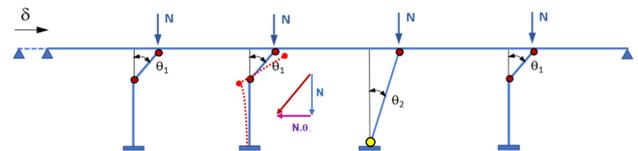


Figura 25 Comportamento dos viadutos entre os arcos

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

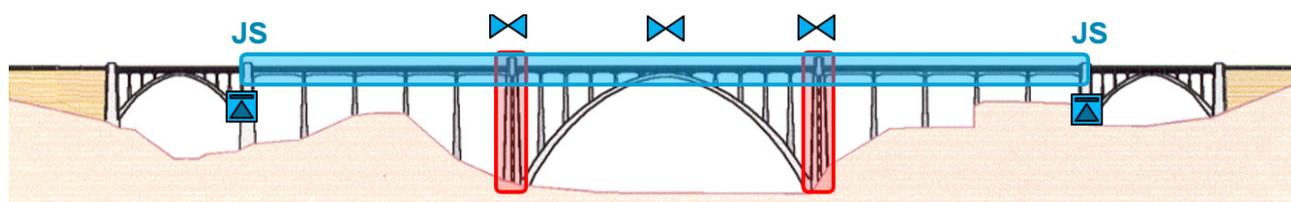


Figura 26 Pórtico que constitui a estrutura primária na resistência aos sismos

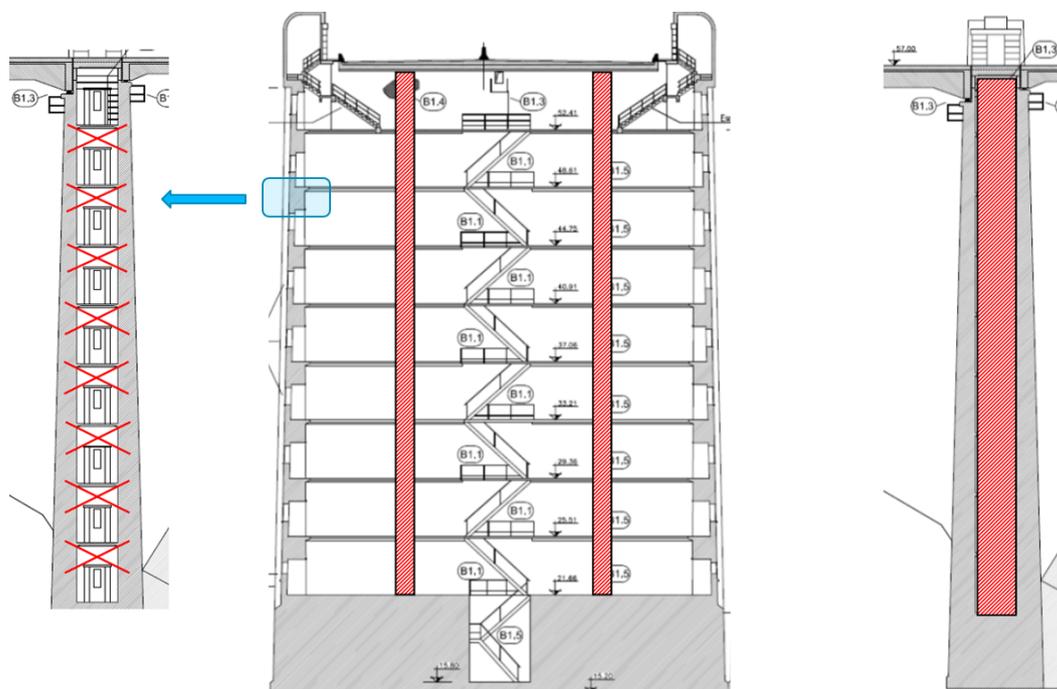


Figura 27 Reforço da ligação entre as paredes das pilstras – lintéis e paredes-diafragma

dos deslocamentos do viaduto e da estrutura do arco central. A solução consistiu na ligação das estruturas dos viadutos e do arco central às pilstras, 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.

A intervenção consiste no reforço das pilstras, na abertura de duas juntas sísmicas na junção do tabuleiro dos viadutos às pilstras dos arcos laterais e na substituição dos aparelhos de apoio do tabuleiro nestas pilstras. 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 pilstras 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 pilstras 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 pilstras foram transmitidas à fundação por meio de varões de pré-esforço devidamente amarrados ao maciço de fundação, Figura 29.

O reforço da ligação entre as paredes das pilstras 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.

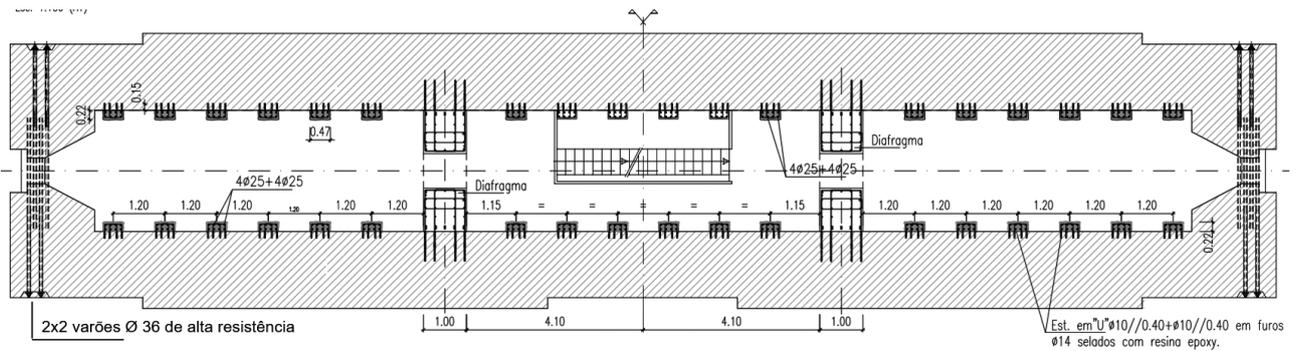


Figura 28 Reforço das pilstras com nervuras armadas, reforço de lintéis e paredes-diafragma

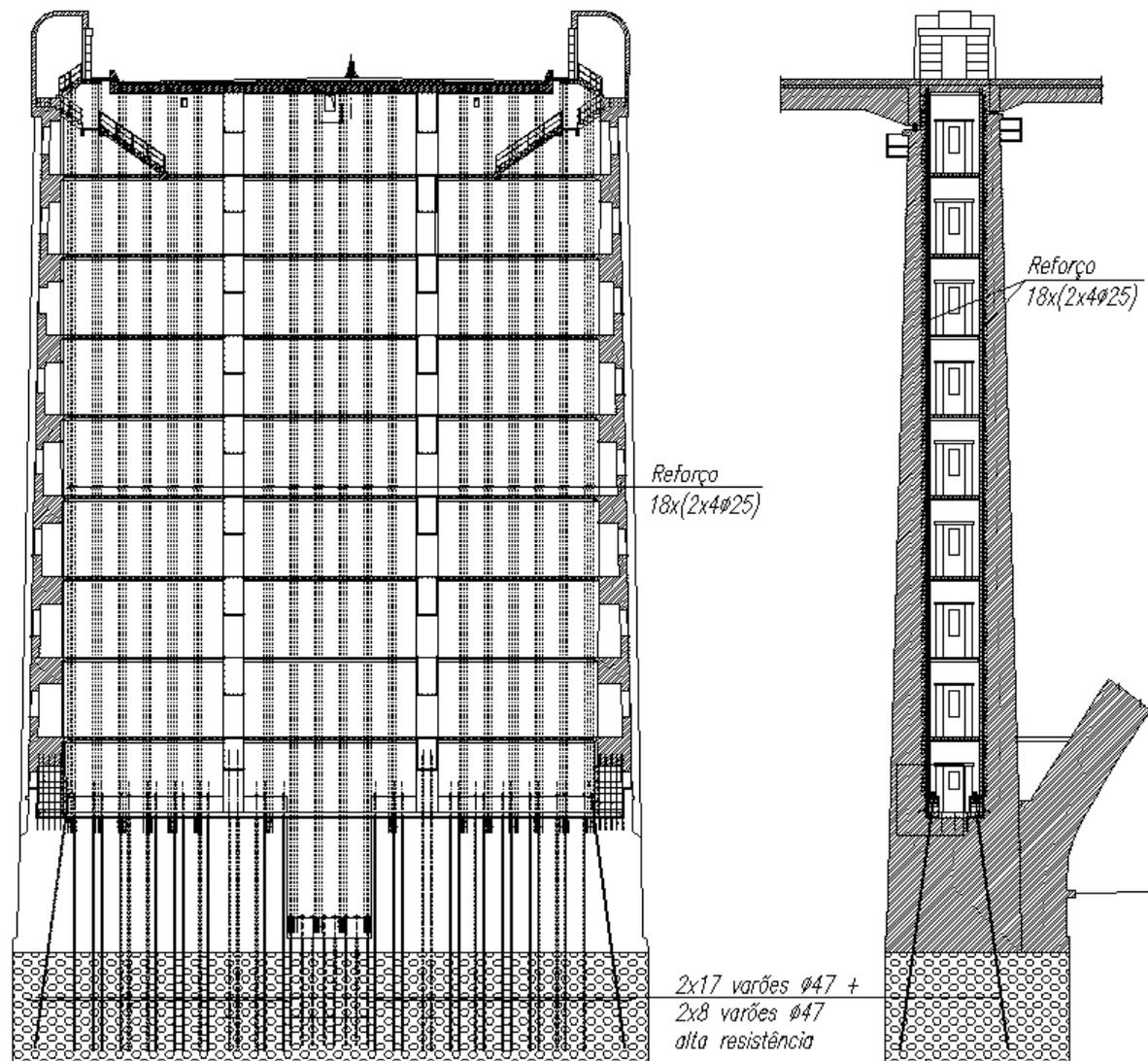


Figura 29 Corte longitudinal e transversal das pilstras ilustrando a solução de reforço

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.

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 que 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 cujo rigor é, frequentemente, ilusório.
- No exemplo apresentado relativo ao projeto de um edifício novo 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.

Ficha técnica das obras

Hospital Cuf-Tejo

Dono de Obra: CUF

Construção: Teixeira Duarte S. A. 2018 a 2020.

Projeto de Arquitectura: Frederico Valsassina Arquitectos Lda.

Projeto de Estrutura: a2p Consult. 2016.

Viaduto Duarte Pacheco

Dono de Obra: IP, Infraestruturas de Portugal.

Projeto original: JAE, Eng. Barbosa Carmona, 1937.

Construção: SEOP, Sociedade de Empreitadas de Obras Públicas, Lda. 1937 a 1944.

Projeto de Reforço Sísmico: a2p Consult. 2020.

Empreiteiro: Teixeira Duarte, S.A. 2022 a 2024.

Ponte Marechal Carmona

Dono de Obra: IP, Infraestruturas de Portugal.

Projeto e Construção: Dorman Long & Loyd; Seth, Sociedade de Empreitadas e Trabalhos Hidráulicos, Lda. 1948 a 1951.

Projeto de Reabilitação e Reforço Sísmico: a2p Consult. 2022.

Referências

- [1] NP EN 1998-1:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. IPQ.
- [2] NP EN 1998-2:2023 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 2: Pontes. IPQ.
- [3] NP EN 1998-3:2017 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. IPQ.
- [4] NP EN 1998-5:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos. IPQ.
- [5] *fib* Bulletin 24: Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings. Fédération internationale du béton (*fib*), 2003.
- [6] *fib* Bulletin 39: Seismic bridge design and retrofit – structural solutions. Fédération internationale du béton (*fib*), 2007.

Investigating the impact of Eurocode 8 revision on SMRF design and performance: A comparative study

Investigando o impacto da revisão do Eurocódigo 8 no projeto e desempenho de pórticos metálicos: Um estudo comparativo

Melaku Seyoum Lemma

Carlos Rebelo

Luís Simoes da Silva

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.

Resumo

Este artigo compara o projeto e desempenho sísmico de Pórticos Simples em aço (SMRFs) calculados usando as regras específicas na versão atual do 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.

Palavras-chave: SMRF / Eurocode 8 / Beam-to-column joints / Design and seismic performance

Keywords: Pórticos Metálicos / SMRF / Eurocodigo 8 / Ligações viga-pilar / Desempenho e comportamento sísmico

Melaku Seyoum Lemma

PhD student
Departamento de Engenharia Civil
ISISE, ARISE, Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0001-6273-9925
melaku.seyoum@uc.pt

Carlos Rebelo

Professor Associado
Departamento de Engenharia Civil
ISISE, ARISE, Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0003-2543-0114
crebelo@dec.uc.pt

Luís Simoes da Silva

Professor Catedrático
Departamento de Engenharia Civil
ISISE, ARISE, Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0001-5225-6567
luiyss@dec.uc.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LEMMA, M. [et al.] – Investigating the impact of Eurocode 8 revision on SMRF design and performance: A comparative study. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 27-38.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-002>

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].

Furthermore, the revised code forgoes the generic naming "over-strength factor" γ_{ov} . New terms are defined representing the different sources of over-strength: random material variability over-strength (ω_{m_i}) to account for the possibility that the actual yield

strength of steel is higher than the nominal yield strength, and strain-hardening over-strength (ω_{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_s) 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_s exceeds 5 m/s² and 6.5 m/s², 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, θ , 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.

$$d_{r,SD} \leq 0.02 \cdot h \quad (2)$$

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	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{V_{tot} \cdot h}$		$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{\omega_m \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h}$	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{\omega_m \cdot \max(\Omega_d \cdot q_R, q_S) \cdot V_{tot} \cdot h}$
Over-strength	$\gamma_{ov} = 1.25$		$\omega_{m_i} = 1.45, 1.35, 1.25$ and 1.2 for S235, S275, S355 and S460	
Design actions	$E_{Ed} = E_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E}$		$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E}$	$E_{Ed} = E_{Ed,G} + \omega_m \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot E_{Ed,E}$
Connection strength	$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$		$R_d \geq \omega_m \cdot \omega_{sh} \cdot R_{fy}$	
Local hierarchy	$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$		$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ (Can be neglected)	$\sum M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \geq$ $\sum \left[\omega_m \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{b,pl,Rd} + s_h \cdot V_{Ed,M}) + \right]$ $\left[s_h \cdot V_{Ed,G} \right]$

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 Ω , 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 $\omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d$ 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.

Ninety-six 3, 6, and 9-storey moment resisting frames were studied, maintaining plan configuration consistency. Each frame had a typical 3.5 m storey height, resulting in total building heights of 10.5 m, 21 m, and 31.5 m. Seismic resistance relied on moment-

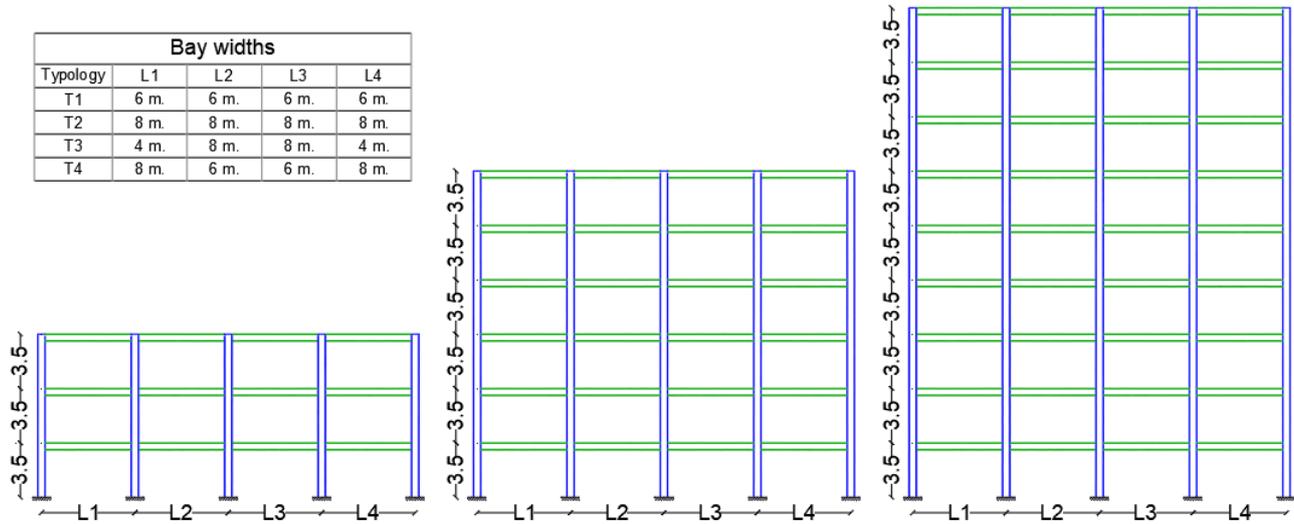


Figure 1 Plan view of the four configurations

Table 2 Design and performance assessment parameter variations

Parameter		Design				Assessment	
Type	Spans (m)	N.º Floors	Location	DC - Q	Code	Grade	Joint
1	6;6;6;6	3	(0.35 g, Type 1, Soil type B)	DC2	Current	S235	Center-line
2	8;8;8;8			DCM			
3	4;8;8;4			DC3			
4	8;6;6;8	9		DCH	Revised	S355	ES-B-E

resisting perimeter frames, with inner bays designed for gravity loads. Frames in the principal Y direction (Figure 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].

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.

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

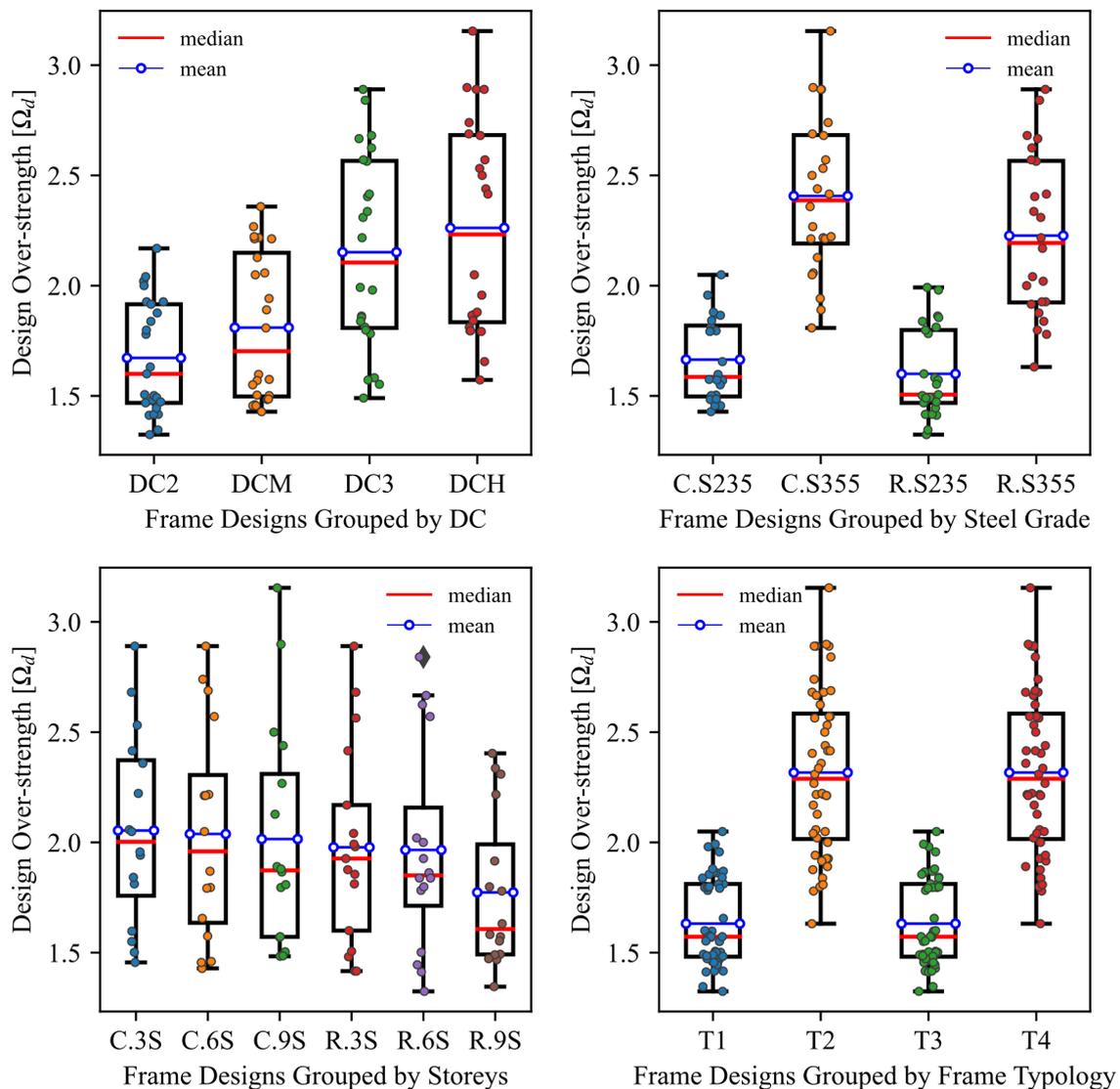


Figure 2 Distribution of design over-strengths

cases (87.5%). As illustrated in Figure 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. Figure 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.

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.

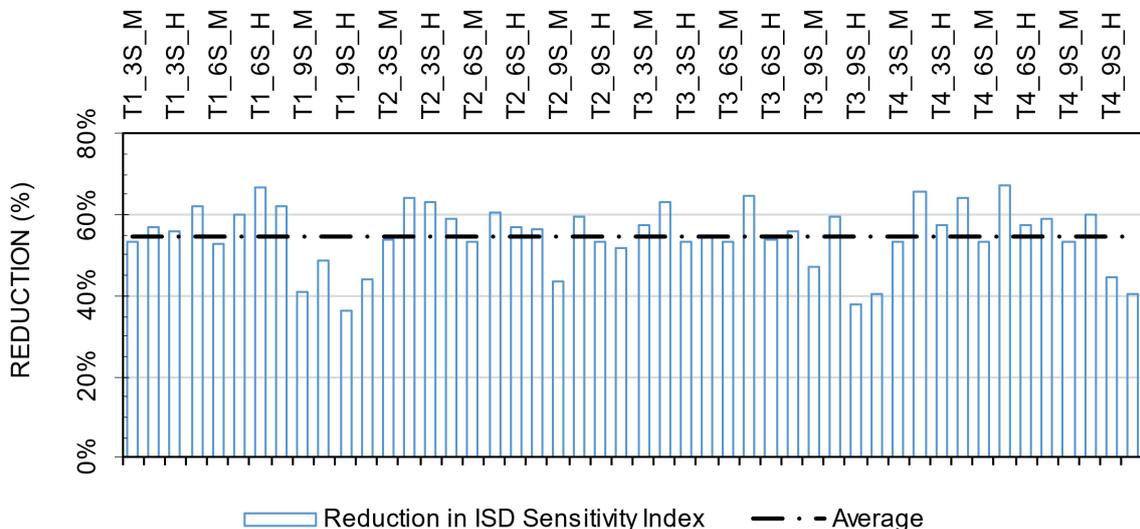


Figure 3 Inter-storey drift sensitivity index reduction with the revised code

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 Figure 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 0.35 g. The spectra of the individual ground motions and their mean which is compatible with the code requirements are shown in Figure 4.

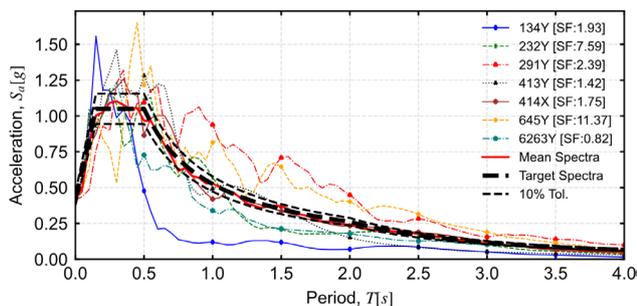


Figure 4 Scaled ground motions response spectra

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 0.25 g 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.

$$q = q_{\Omega} \cdot q_{\mu} \cdot q_p \cdot q_{\xi} = \frac{V_y}{V_{1y}} \cdot \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} \quad (3)$$

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.

$$q = \frac{PGA_u}{PGA_{1y}} \cdot \frac{V_y}{V_d} \quad (4)$$

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 Figure 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 $q_{\xi} = 1.5$ as stipulated by the revised code.

A closer examination of the distribution of the components of the behaviour factor (Figure 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%.

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

Table 3 Statistical summary of the behaviour factors of frames designed using S235 and S355

	$q_{\Omega} q_u$		$1.5 \cdot q_{\Omega} q_u$		q_p		$q_{\Omega} q_u q_p$	
	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

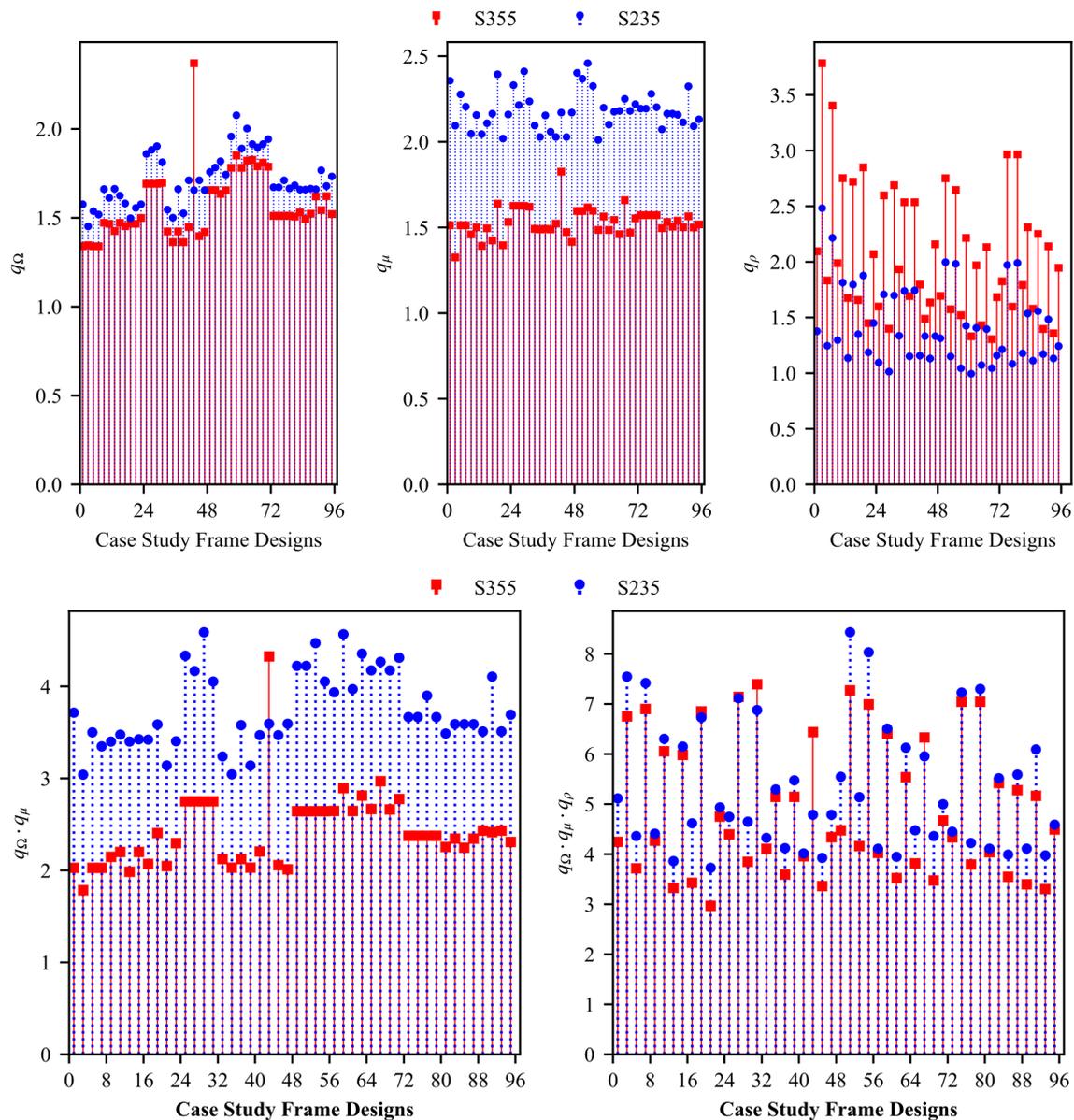


Figure 5 Behaviour factors of frames designed using S355 and S235 steel-grades

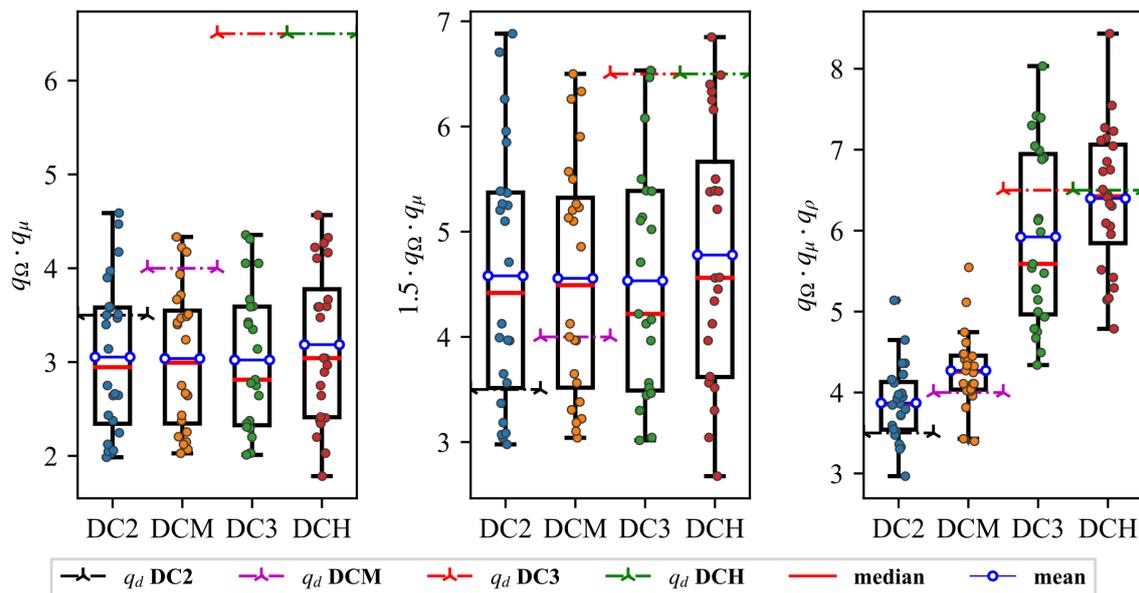


Figure 6 q-factors grouped per DC and different over-strength component considerations

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 Figure 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 Figure 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.

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 $q_p = V_{1y}/V_d$ 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 over-strength 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 Figure 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 (θ) 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.

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.

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] Elghazouli, A.Y. – “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] Peres, R. – “Comparison of European and American Approaches for P- Δ Effects in Seismic Design,” in *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, 2010, p. 8.
- [4] Vu, H.T.; J. Aribert, M. – “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] Mazzolani, F.; Landolfo, R.; Della Corte, G. – “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] Macedo, L.; Silva, A.; M. Castro, J. – “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] Giordano, V.; Chisari, C.; Rizzano, G.; Latour, M. – “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] Villani, A.; Castro, J.; Elghazouli, A. – “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] Peres, R.; Castro, J.M.; Bento, R. – “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] Lemonis, M.E. – “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] Lemma, M.S.; Rebelo, C.L.; da Silva, S. – “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] Macedo, L. J.; Castro, M. – “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] Landolfo, R. – “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.
- [18] Plumier, A. – “Revision of Eurocode 8: Features Common to All Materials,” pp. 1004–1012, 2022, doi: 10.1007/978-3-031-03811-2_111.

- [19] Zhu, M.; McKenna, F.; Scott, M.H. – “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] Lemma, M.S.; Rebelo, C.; da Silva, L.S. – “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] Iervolino, I.; Galasso, C.; Cosenza, E. – “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] Sanchez-Ricart, L.; Plumier, A. – “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.

Comportamento experimental de paredes de tabique rebocadas, submetidas a ações no plano: Corte com compressão constante

Experimental behaviour of plastered light timber (tabique) walls subjected to in-plane actions: shear under constant compression

Joana Teixeira
João Miranda Guedes
Bruno Quelhas

Resumo

A maioria dos edifícios construídos em Portugal até os anos 40 e 50 do século XX, apresentam paredes portantes de alvenaria e pavimentos, cobertura e paredes interiores em estrutura de madeira. As paredes de tabique, vulgarmente consideradas como paredes divisórias sem função estrutural, são um elemento de madeira habitual nesta tipologia construtiva.

Este artigo apresenta os resultados de uma campanha de ensaios experimentais realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em paredes de tabique rebocadas, submetidas a esforços de corte no plano sob compressão constante. Este trabalho surge na sequência de trabalhos anteriores dedicados 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 de duas tipologias construtivas: paredes de tabuado simples e paredes de tabuado duplo, permitiram estimar a influência do reboco no comportamento mecânico no plano destas paredes.

Abstract

Most buildings constructed in Portugal up until the 1940s and 1950s feature load-bearing masonry walls, and timber floors, roofs, and interior walls. Tabique walls, commonly considered as non-structural partition walls, are a typical wooden element in this construction typology.

This paper presents the results of an experimental testing campaign conducted at the Laboratory of Seismic and Structural Engineering of the Faculty of Engineering of Porto University on plastered *tabique* walls, subjected to in-plane shear forces under constant compression. This work follows previous studies dedicated to the behaviour of this type of walls without plaster. The results of this experimental campaign, which involved tests on four full-scale walls representative of two construction typologies: single-board walls and double-board walls, allowed estimating the influence of plaster on the in-plane mechanical behaviour of these walls.

Palavras-chave: Paredes de tabique / Comportamento estrutural / Ensaios ao corte com compressão

Keywords: *Tabique* walls / Structural behaviour / Shear-compression tests

Joana Teixeira

Engenheira Civil
FEUP
joanaboteixeira@hotmail.com

João Miranda Guedes

Engenheiro Civil
FEUP-CONSTRUCT
jguedes@fe.up.pt

Bruno Quelhas

Engenheiro Civil
NCREP, Lda
bruno.quelhas@ncrep.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

TEIXEIRA, J. [et al.] – Comportamento experimental de paredes de tabique rebocadas, submetidas a ações no plano: corte com compressão constante. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 39-46.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-003>

1 Introdução

A maioria dos edifícios construídos em Portugal até os anos 40 e 50 do século XX, apresentam paredes portantes de alvenaria e pavimentos, cobertura e paredes interiores em estrutura de madeira. O abandono e falta de manutenção a que muitos destes edifícios foram sujeitos nas últimas dezenas de anos em Portugal são os principais fatores de degradação destas construções. O nível de dano que hoje encontramos em muitos destes edifícios resulta, frequentemente, em níveis de segurança e de conforto estrutural inadequados, que exigem a implementação de ações de reposição, ou de melhoria do comportamento mecânico dos elementos estruturais. Mas a escolha das soluções não é arbitrária; devem adequar-se às características materiais e construtivas dos elementos a intervencionar, ou seja, serem compatíveis e adequadas, garantindo a sua preservação e salvaguarda [1]. Mas para que este objetivo possa ser atingido, é fundamental conhecer as características construtivas, mas também comportamentais dos diferentes elementos que constituem as diferentes tipologias de edifícios.

O tabique, como técnica construtiva de paredes de estrutura de madeira até cerca de meados do século XX, 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 [2]. 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 (FEUP), 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 2,5 m de comprimento e 3,0 m de altura. As tábuas que constituem a estrutura principal de ambas as tipologias de paredes têm 2,5 cm de espessura e encontram-se espaçadas entre si de cerca de 2,0 cm. O tabuado encontra-se pregado aos frechais superior e inferior, com secção transversal de 8,0 × 8,0 cm². Ao longo de todo o comprimento e altura das paredes, e em ambas as faces, existe um ripado de secção retangular, com 1,3 cm de espessura e 2,5 cm de altura, pregado às tábuas verticais e afastado entre si ao eixo de cerca de 7,0 cm. A 1/3 e a 2/3 da altura total da parede existe uma ripa com a mesma espessura do restante ripado e 6,0 cm de altura, Figura 1.

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.

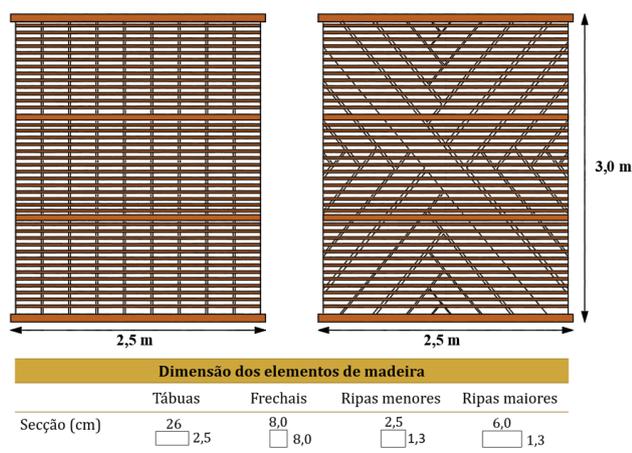


Figura 1 Geometria e dimensões das PTS e PTD

2.2 Materiais

Segundo o levantamento feito por 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 5,0 GPa [8] e a REABILITA CAL RB que apresenta um módulo de elasticidade de 2,0 GPa [6, 7]. Para além disto, foi utilizada uma rede fibra de vidro, REDUR REDE 115, também da SECIL [9, 6], com 10 × 10 cm² de abertura e 0,75 mm de espessura. 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 depois 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 de fibra de vidro, com uma espessura de cerca de 1,5 cm [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, Figura 2a. 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.

O suporte inferior da parede é constituído por uma base em madeira com a geometria e dimensões esquematizadas na Figura 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 cabeça de madeira neste trabalho. Sob o cabeça 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 concentradas iguais e igualmente distribuídas. Estudos numéricos efetuados mostram que estas 4 cargas aplicadas sob o cabeça tem um efeito sob a parede idêntico ao de uma carga equivalente uniformemente distribuída. Um sistema metálico secundário montado transversalmente à parede impediu o movimento do cabeça na direção perpendicular ao plano da parede.

O sistema de controlo do *setup* garantiu a imposição de carga vertical constante, compensando, sempre que necessário, as variações introduzidas pelo movimento vertical da parede durante o ensaio. Por outro lado, a grande flexibilidade dos varões que transmitem a carga do atuador vertical ao cabeça (3,0 m de comprimento), 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 o levantamento das tábuas em relação ao frechal inferior. Nestes ensaios foram utilizados dois

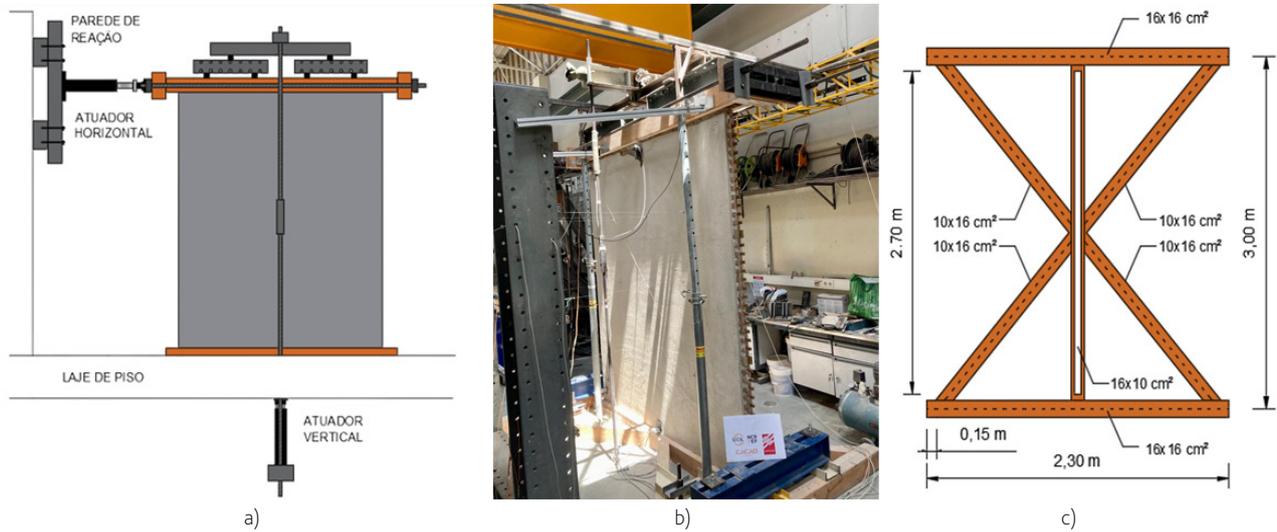


Figura 2 a) Esquema do *setup* experimental; b) *setup* experimental; c) base da parede

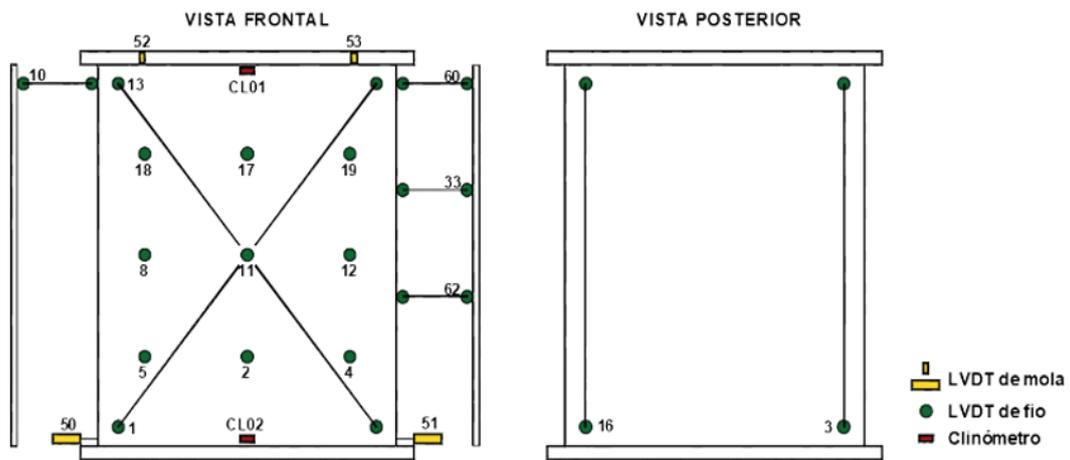


Figura 3 Posicionamento dos instrumentos de medida de deslocamentos e rotações

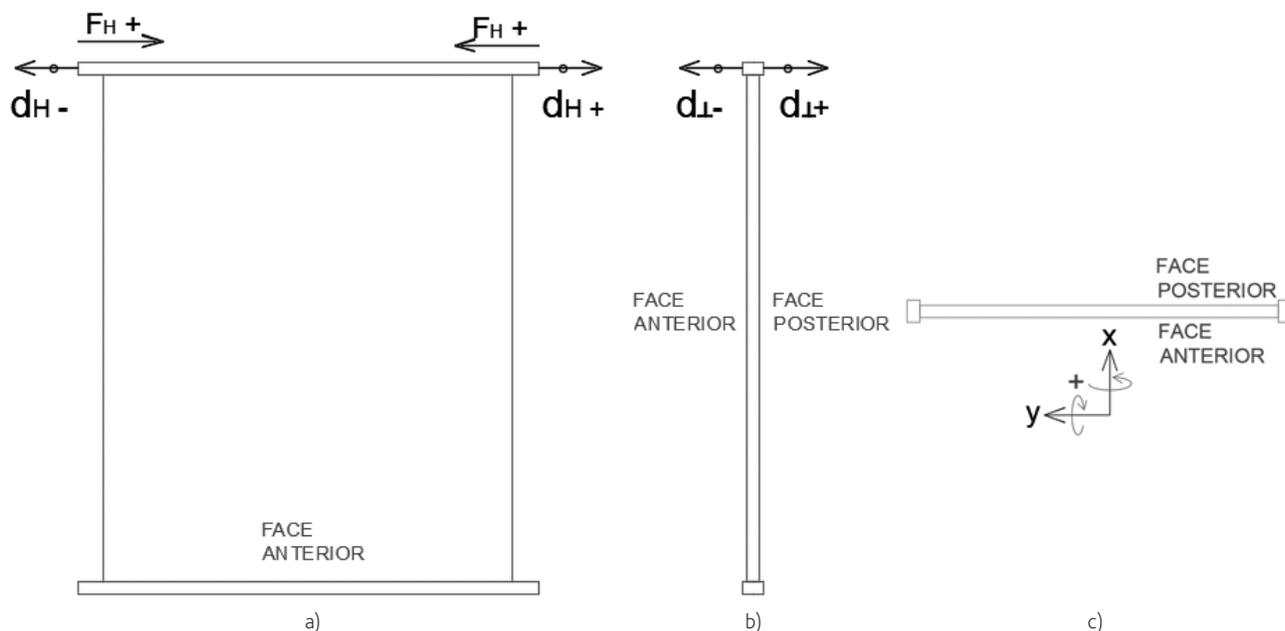


Figura 4 Referenciais: a) vista de frente - deslocamentos horizontais; b) vista lateral - deslocamentos ortogonais ao plano; c) vista de cima - rotações em torno de x e y

tipos de LVDT: de fio, com 250 mm, 500 mm e 625 mm de curso, e de mola, para deslocamentos expectáveis menores, com apenas 15 mm 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 Figura 3 esquematiza a posição e a numeração da instrumentação e a Figura 4a e b esquematiza uma parede de tabique com a indicação dos sentidos positivo e negativo considerados para as forças e os deslocamentos medidos. A Figura 4c apresenta o referencial das rotações medidas no topo e na base da parede.

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 bi-direcional 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 infletisse para 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 10 kN, de forma a simular a carga aplicada por um hipotético pavimento que pudesse existir sobre a parede. As velocidades de aplicação da carga nos ensaios monotónicos variaram entre os 0,02 mm/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 10 kN.

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 esquematiza de forma simplificada na Figura 5.

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, à 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 Figura 6.

Estas curvas resultam do comportamento mecânico da parede comprimida, quando solicitada pela carga horizontal. Para valores baixos da força horizontal, 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, quando ultrapassam a capacidade resistente ao arrancamento dos pregos de ligação ao frechal, fazem a parede destacar-se do frechal. A ocorrência do destacamento reduz a rigidez das paredes no seu plano, provocando uma inflexão da curva de resposta, que entra num novo ramo quase linear até que a parede atinja a capacidade resistente de corte no plano. Essa capacidade, que depende da força de compressão aplicada, corresponde, aproximadamente, à força horizontal que impõe na extremidade da parede comprimida um momento derrubador igual ao momento estabilizador gerado

pela carga vertical. A partir desse ponto, a curva de resposta inflete novamente, agora para um patamar quase horizontal.

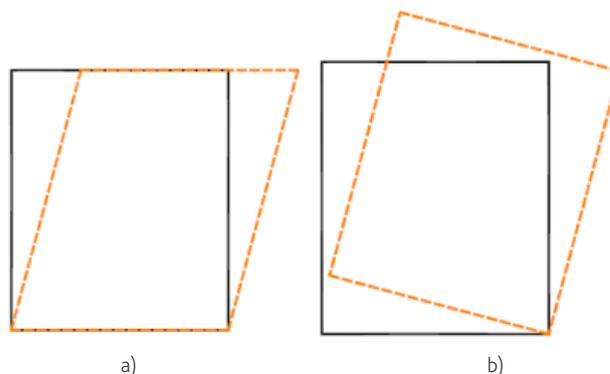


Figura 5 Representação esquemática [5]: a) distorção por corte; b) rotação de corpo rígido.

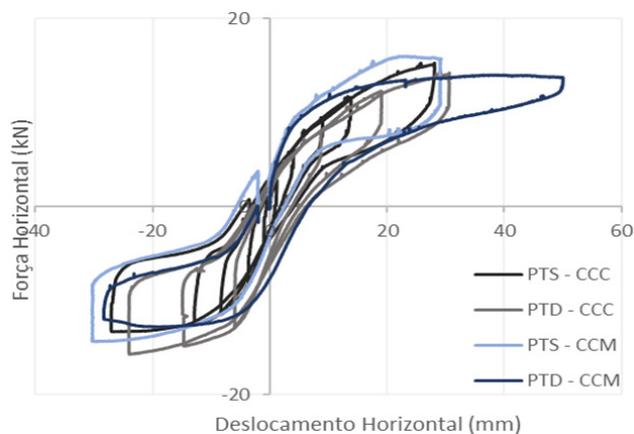


Figura 6 Curvas força horizontal vs. deslocamento horizontal

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. No entanto, os resultados mostram que os deslocamentos verticais das duas tipologias de paredes em relação ao frechal durante a rotação da base são praticamente iguais, ou seja, que ambas as paredes destacam-se do frechal de forma idêntica.

Por outro lado, a deformação das paredes no seu plano, detetável através das curvas de deformação dos LVDT diagonais vs. deslocamento horizontal da parede apresentadas na Figura 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 pela ligação das tábuas ao frechal. Por outras palavras, ambas as paredes nestas condições funcionam como corpos rígidos que rodam em relação à base.

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	15,3	28,1	13,3	27,1
PTD - CCC	14,4	30,6	15,7	24,1

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. A Figura 7 mostra os resultados das deformações medidas pelo LVDT 13, desenhadas a traço interrompido, e pelo LVDT 01 a traço cheio.

Foi também determinada a energia dissipada pelas paredes. A

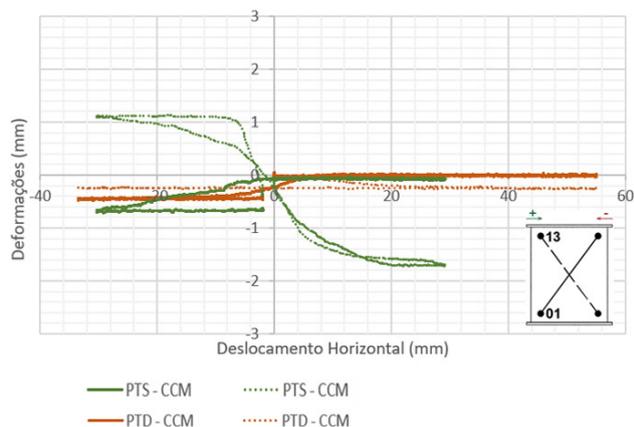


Figura 7 Curvas deformação diagonal vs. deslocamento horizontal

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	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 8 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 do destacamento 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 de tabuado duplo ao longo de cada ciclo de carga-descarga. Em particular, mostra que a dissipação de energia é aproximadamente igual em ambas as paredes, embora ligeiramente superior nas PTD.

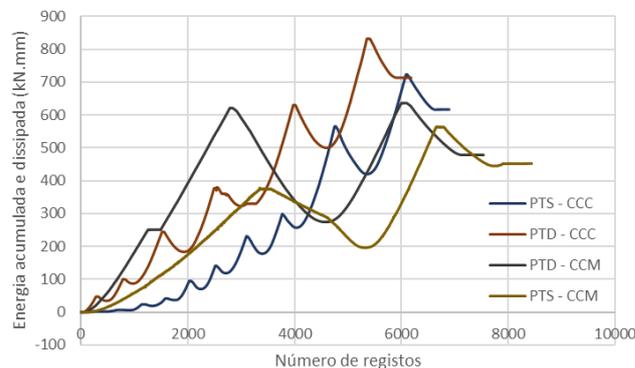
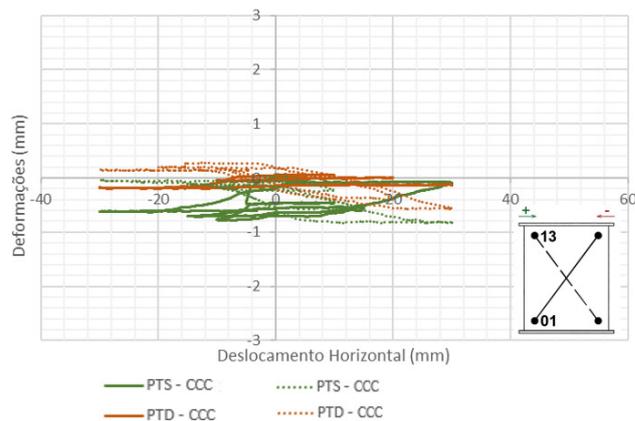


Figura 8 Curvas da energia acumulada e dissipada



5 Considerações finais

Este trabalho apresenta o resultado de uma campanha de ensaios experimentais realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP, em paredes de tabique de tabuado simples e duplo, rebocadas, construídas à escala real. Os espécimes foram submetidos a uma força vertical constante de 10 kN 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, quase rígidos, que rodam em relação à base (frechal inferior), solicitando ao arrancamento os pregos que ligam as tábuas do tabique ao frechal, destacando-os. Este comportamento resulta numa curva de resposta força vs. deslocamento horizontal que tem um andamento aproximadamente trilinear, fortemente dependente do valor da carga vertical imposta. O primeiro tramo corresponde à resposta da parede durante a fase em que se encontra integralmente comprimida contra o frechal inferior; o segundo tramo, de inclinação inferior ao primeiro, corresponde ao levantamento da parede com o arrancamento dos pregos de ligação das tábuas ao frechal inferior; o terceiro tramo, aproximadamente horizontal, estabelece a força resistente de corte no plano da parede, e que corresponde, aproximadamente, à força horizontal que impõe na extremidade da parede comprimida um momento derrubador igual ao momento estabilizador gerado pela carga vertical.

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, respondendo de forma idêntica às 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. Essa análise deverá constar de trabalhos a realizar no futuro.

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). Os autores agradecem também a colaboração do NCREP, Lda (www.ncrep.pt), bem como o apoio financeiro da PORTILAME (www.portilame.com), da CS CONSTRUTORA (www.csconstrutora.com), da SECIL Portugal e da CACAO Civil Engineering, Lda, na construção dos protótipos e na realização dos ensaios.

Referências

- [1] ICOMOS (2004) – Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico.
- [2] TEIXEIRA, J.J.Lopes (2004) – Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX, Porto.
- [3] Pires, A.; Guedes, J.; 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.; 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, Verstryngne (Eds), Taylor, Francis Group, London, Leuven.
- [5] Amorim, M.; Silva, B.; 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/reduz-rede-115>

Avaliação do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria tradicional usando uma abordagem inovadora baseada em BIM

Evaluation of the seismic behaviour of traditional masonry buildings using an innovative BIM-based approach

Maria Laura Leonardi

Miguel Azenha

Daniel V. Oliveira

Resumo

Os edifícios em alvenaria tradicional são particularmente vulneráveis aos sismos. A aplicação de modelos constitutivos baseados em dano plástico, em conjunto com uma modelação por elementos finitos sólidos, é um método de análise que permite captar diversos modos de colapso destas estruturas. Apesar do seu potencial, este tipo de análise é bastante difícil de aplicar em casos reais devido à necessidade de uma modelação detalhada, custos computacionais e dificuldades em executar a análise em regime não-linear. Para superar estas limitações, propõe-se neste trabalho uma nova metodologia baseada no uso do BIM e na paralelização do código de elementos finitos. Neste trabalho, esta metodologia foi aplicada a um edifício de alvenaria tradicional, com pisos em madeira, para o qual existem resultados experimentais de testes realizados em mesa sísmica. Nesta aplicação foi particularmente importante a modelação das ligações entre paredes e vigas, modeladas com uma lei não-linear. Foram obtidas as curvas de capacidade nas duas direções da estrutura (sentidos positivo e negativo), e os resultados da distribuição do dano possibilitaram deduzir prováveis mecanismos de colapso.

Palavras-chave: Alvenaria / Análise sísmica / BIM / Método dos elementos finitos / Paralelização

Abstract

Traditional masonry buildings are particularly vulnerable to earthquakes. The application of constitutive models based on plastic damage, together with solid finite element modelling, is a method that makes possible to capture various collapse modes of these structures. Despite its potential, this type of analysis is quite difficult to apply in real cases, due to the need for detailed modelling, computational costs and difficulties in performing non-linear analyses. To overcome these limits, a new methodology based on the use of BIM and the parallelisation of the finite element code is proposed. This work applied this methodology to a traditional masonry building with wooden floors, for which exist experimental results from tests carried out on a seismic table. Particularly important in this application was the modelling of the connections between walls and beams, modelled using a non-linear law. Capacity curves were obtained in all four directions of the structure, and the damage distribution results made it possible to deduce probable collapse mechanisms.

Keywords: Masonry / Seismic analysis / BIM / Finite element method / Parallelization

Maria Laura Leonardi

Aluna de doutoramento
ISISE
0000-0003-3659-3955
mlauraleonardi@gmail.com

Miguel Azenha

Professor Associado
ISISE
0000-0003-1374-9427
miguel.azenha@civil.uminho.pt

Daniel V. Oliveira

Professor Associado
ISISE
0000-0002-8547-3805
danvco@civil.uminho.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LEONARDI, M. [et al.] – Avaliação do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria tradicional usando uma abordagem inovadora baseada em BIM. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 47-58.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-004>

1 Introdução

Os edifícios em alvenaria tradicional constituem uma parte considerável do património edificado europeu. Eventos sísmicos passados, como os casos de L'Áquila e Emilia Romagna, em Itália, demonstraram a vulnerabilidade sísmica destas construções [1], [2]. A comunidade científica identificou os mecanismos de dano mais recorrentes, que foram classificados em mecanismos de primeiro tipo e de segundo tipo. Os mecanismos de primeiro tipo são os mais perigosos, e ocorrem quando uma parede, ou uma parte dela, se move perpendicularmente ao seu plano. Neste caso, os mecanismos são identificados como 'mecanismos para fora do plano'. Os mecanismos de segundo tipo, por outro lado, dependem geralmente da resistência ao corte da alvenaria. O tipo de dano destes mecanismos ocorre 'no plano' da própria parede e são identificados como 'mecanismos no plano' [3]. Os mecanismos são definidos de primeiro e segundo tipo devido ao momento em que são ativados. Tipicamente, os mecanismos de primeiro tipo ativam-se com sismos menos fortes. A sua ativação depende: (a) da qualidade da secção de alvenaria e do potencial da mesma a desagregar-se; (b) falta de ligações adequadas entre paredes adjacentes ou entre as paredes e a estrutura horizontal do edifício. Por sua vez, os mecanismos de segundo tipo dependem principalmente das propriedades mecânicas da alvenaria, em particular da resistência ao corte. A ativação dos mecanismos de segundo tipo ocorre recorrentemente para sismos mais fortes.

O estudo do comportamento sísmico dos edifícios em alvenaria tradicional tem um papel fundamental na prevenção de colapsos. Os métodos de análise destas estruturas diferem bastante dos métodos geralmente usados no dimensionamento sísmico de estruturas novas. Isto deve-se ao fato dos materiais e estruturas modernas terem um comportamento completamente diferente em relação à alvenaria, mas também à possibilidade de conhecer, de forma clara, as estruturas existentes. De facto, enquanto as estruturas 'novas' ou mais recentes são construídas atendendo ao código de construção atual ou a um período histórico bem definido no qual se pode rastrear o código de construção, o mesmo não é possível para as estruturas tradicionais em alvenaria. A qualidade da alvenaria depende da observação, pelos construtores, da 'regra da arte', ou seja uma série de regras empíricas que os construtores deviam seguir para garantir que as paredes apresentassem um comportamento monolítico para que os elementos construtivos ficassem bem ligados entre si [4,5]. Entre estas regras encontra-se a presença de blocos colocados ortogonalmente ao plano da parede para melhorar a ligação entre os panos de alvenaria e paredes adjacentes, e a presença de tirantes para permitir o comportamento do edifício como um todo, ou seja, para manter as paredes bem ligadas entre si. A interação entre as paredes de alvenaria e as vigas de madeira desempenha um papel importante. De facto, uma boa ligação entre estes elementos promove um bom comportamento em bloco, enquanto uma má ligação pode levar a dano das paredes devido ao movimento das vigas, ver Figura 1 [3, 6].

No contexto Europeu, a comunidade científica italiana está bastante avançada no que se refere à avaliação do comportamento sísmico de estruturas em alvenaria devido à perigosidade sísmica do seu território e à considerável quantidade de centros históricos.

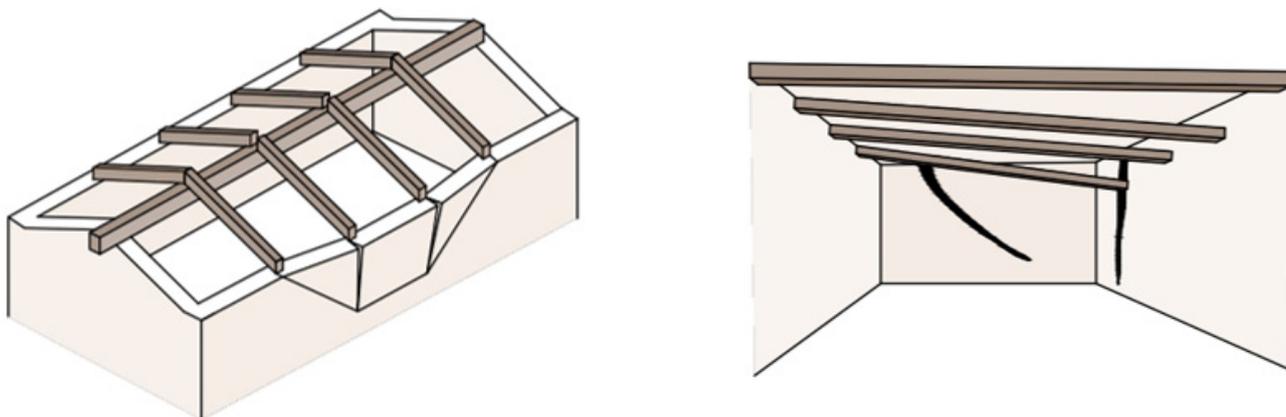


Figura 1 Efeito das vigas indevidamente ligadas às paredes em edifícios de alvenaria tradicional – adaptado de (Giuffré *et al.*, 2010)

Esta relevância é visível tanto a nível de recomendações como de normativas propriamente ditas. Uma parte substancial do trabalho foi desenvolvido pelo 'Consórcio da Rede dos Laboratórios Universitários de Engenharia Sísmica e Estrutural'. Um dos trabalhos-chave é relativo à classificação de mecanismos específicos de colapso para fora do plano e à definição de uma série de equações, baseadas na análise cinemática, que permitem obter a carga última relativa ao comportamento para fora do plano [7].

As recomendações italianas abordam três diferentes níveis de avaliação sísmica de edifícios em alvenaria tradicional, com níveis distintos de complexidade, que devem ser escolhidos com base no conhecimento da estrutura em análise [8]. A primeira tipologia é uma simples verificação da resistência ao corte das paredes de alvenaria. A segunda refere-se à análise dos mecanismos locais, baseada na análise cinemática. A terceira é baseada no uso de modelos globais da estrutura. Enquanto a primeira e a segunda abordagens analisam de forma distinta um único tipo de fenómeno, os modelos globais permitem estudar o comportamento global da estrutura, considerando, de forma conjunta, mais de um tipo de comportamento. Isto é particularmente importante no caso dos edifícios em agregado, ou seja, grupos de edifícios ligados entre si e que têm um comportamento conjunto particular [9].

A fase de conhecimento do edifício representa uma parte substancial do documento [8] onde se reconhece a importância da sinergia entre vários atores envolvidos no conhecimento do edifício. Esta divide-se em três etapas: análise histórico-crítica, levantamento e caracterização mecânica dos materiais. A caracterização mecânica depende das duas primeiras etapas. Com base na quantidade de dados obtidos, a normativa identifica três níveis de conhecimento, cada um com o seu respetivo fator de confiança. Esses fatores ajudam a calibrar os parâmetros mecânicos da alvenaria, considerando que não se tem um conhecimento completo do edifício [10].

Segundo a normativa, os modelos globais só podem ser utilizados quando houver um nível aprofundado de conhecimento da estrutura, tanto em termos de geometria como de propriedades mecânicas. Os modelos globais para a análise de estruturas de alvenaria podem ser classificados com base na forma da discretização da alvenaria [11]. Os modelos de pórtico equivalente dividem as paredes em

painéis e associam três critérios de colapso considerados pela normativa italiana: rutura das juntas, rutura ao corte com fissura diagonal e rutura à flexão por esmagamento da alvenaria [12]. Este tipo de modelação permite definir principalmente os tipos de colapso de segundo tipo. Por outro lado, as estruturas podem ser analisadas recorrendo a modelos globais de elementos finitos, aos quais é atribuída a lei constitutiva da alvenaria. Frequentemente, a comunidade científica tem utilizado modelos constitutivos de dano plástico [13, 14]. Para o caso de elementos finitos sólidos, estes modelos permitem captar tanto a rutura no plano da alvenaria quanto a rutura para fora do plano.

Além dos critérios de discretização das paredes de alvenaria, atribuição das leis constitutivas e parâmetros mecânicos, o tipo de análise desempenha um papel fundamental. As análises podem ser lineares ou não-lineares, estáticas ou dinâmicas. Considerando que os sismos são eventos dinâmicos e que os edifícios em alvenaria tradicionais têm um comportamento marcadamente não linear, as análises dinâmicas não-lineares poderiam parecer a escolha mais adequada. Neste tipo de análise, conhecidas como 'análises temporais não-lineares', é necessário definir um sinal sísmico específico e calcular o comportamento temporal da estrutura. Estas análises apresentam elevados custos computacionais, bem como a resposta a um acontecimento sísmico específico. Uma alternativa viável é realizar análises *pushover*, ou seja, análises estáticas não lineares em que se aplica um perfil vertical de carga horizontal crescente. Estas análises permitem um estudo adequado da capacidade global do edifício, permitindo obter a 'curva de capacidade', que pode ser posteriormente comparada com o espectro sísmico.

Portanto, as análises baseadas em método para elementos finitos (MEF) sólidos permitem o estudo do comportamento global da estrutura, identificando possíveis colapsos de primeiro e segundo tipo e, quando associadas a análises *pushover*, podem fornecer informações sobre a capacidade global do edifício. No entanto, é frequentemente difícil usar esta metodologia no meio profissional. Isto deve-se essencialmente a: (a) necessidade de uma modelação detalhada, que frequentemente apresenta dificuldades geométricas; (b) custos computacionais consideráveis; (c) complexidade da análise não-linear.

No sentido de mitigar as limitações acima apontadas, os autores desenvolveram uma nova ferramenta para a análise sísmica de edifícios tradicionais em alvenaria baseada em elementos finitos sólidos [15]. O método proposto é baseado no uso da metodologia Building Information Modelling (BIM), com o objetivo de facilitar a modelação dos dados geométricos e não geométricos, mas também com a ambição de melhorar a sinergia entre os profissionais envolvidos na análise do edifício. Além disso, o código de elementos finitos é paralelizado para otimizar os custos computacionais e tornar a análise mais rápida. Finalmente, é utilizado um algoritmo misto implícito/explicito [16, 17] para facilitar o processo de análise não-linear.

A metodologia desenvolvida foi aplicada a um caso de estudo constituído por um edifício testado em mesa sísmica no EUCENTRE [18]. Trata-se de um edifício tradicional de alvenaria, de dois pisos, que apresenta aberturas irregulares e que foi testado em duas configurações: sem reforço e com reforço. Neste trabalho foi estudada a configuração não reforçada. Os resultados consistem na curva *pushover* de capacidade e no padrão de dano. Além disso, dada a relevância das ligações em madeira, foi realizada uma simulação considerando ligações 'imperfeitas' entre paredes e vigas, baseada na metodologia proposta em [19].

Após a introdução, a segunda secção do artigo é dedicada à interoperabilidade entre modelos BIM e modelos de elementos finitos. A terceira secção discute as regras de modelação estrutural inseridas na metodologia. A quarta secção discute a paralelização da análise numérica. A quinta secção apresenta os principais resultados das aplicações e, por fim, são discutidas as conclusões.

2 Interoperabilidade entre BIM e MEF

O BIM é uma metodologia para a partilha de informação e comunicação entre todas as partes interessadas e todas as fases do ciclo de vida de uma construção, suportada por um modelo digital, acessível através de software e que permite a manipulação virtual da construção [20]. Desde a sua introdução, o BIM tornou-se cada vez mais importante e, atualmente, vários países decidiram integrá-lo de forma obrigatória para certos tipos de construções com elevados custos. No caso de Portugal já se perspetiva a obrigatoriedade do licenciamento urbanístico em BIM a partir do 2030 [21].

Apesar do BIM ter sido introduzido para o projeto de novas construções, a comunidade científica reconheceu o potencial desta ferramenta também na área da conservação do património histórico. O termo 'Historic Building Information Modeling', ou HBIM, refere-se à aplicação da metodologia BIM às estruturas existentes [22]. Como o BIM é uma metodologia inicialmente desenvolvida para o projeto de novas estruturas, foram encontradas algumas dificuldades na sua aplicação à conservação de edifícios existentes. As principais dificuldades relacionam-se com a modelação, a necessidade de incluir informações diferentes das relativas ao projeto de novas estruturas e a interoperabilidade entre software com diferentes objetivos.

Diversos estudos focaram-se nas problemáticas da modelação geométrica, propondo a integração de metodologias avançadas de levantamento geométrico, como varrimento laser ou fotogrametria

[23], [24]. Outros estudos propuseram o enriquecimento das informações não geométricas no modelo [25]. Além disso, alguns destacaram o potencial do BIM para realizar simulações, incluindo simulações energéticas [26] e estruturais [27].

No campo das simulações, uma das questões mais relevantes é a interoperabilidade. O termo interoperabilidade refere-se à capacidade de dois sistemas interagirem entre si [28]. No caso do BIM, a interoperabilidade diz respeito principalmente à capacidade de usar o mesmo modelo para diferentes finalidades, exportando-o em formatos comuns. Isso pode ser feito com um único software ou entre diferentes softwares, usando o formato de troca aberto IFC (Industry Foundation Classes) [29].

No que diz respeito ao projeto de novas estruturas, é relativamente fácil exportar modelos BIM para simulações estruturais, uma vez que vários softwares já permitem a exportação do modelo analítico a partir do modelo geométrico [30]. No contexto da conservação de edifícios históricos, no entanto, é frequentemente necessário usar software específico, que não tem interoperabilidade com o software BIM. Isso aplica-se tanto ao uso de métodos baseados em pórticos equivalentes ou em elementos finitos, sendo particularmente relevante para análises sísmicas.

Para resolver este problema, a comunidade científica propôs diversas metodologias. Num trabalho anterior, os autores desenvolveram um código para exportar os modelos do Revit para o 3Dmacro, permitindo a criação automática de modelos de pórtico equivalente [31]. Outros implementaram modelos de elementos finitos usando Abaqus [32] ou Diana FEA [33] de forma semiautomática a partir de modelos BIM. Além disso, os autores propuseram uma metodologia para análise de elementos finitos a partir do BIM [15].

No caso da ferramenta proposta pelos autores e utilizada neste artigo, a principal diferença é baseada em OpenBIM, usando como software de análise estrutural o OpenSees. O OpenBIM é uma metodologia que estende os benefícios do BIM ao melhorar a acessibilidade, usabilidade, gestão e sustentabilidade dos dados digitais na indústria da construção. Na ferramenta proposta, o modelo estrutural é construído a partir do arquivo aberto IFC, exportado para uma malha de elementos finitos utilizando a ferramenta aberta Gmsh, através de um código Python. Esta malha de elementos finitos é então utilizada para criar o modelo estrutural em OpenSees, de forma totalmente automática, adaptando o código Python proposto por José Abell [34]. O OpenSees é usado a partir do Python, na sua versão OpenSeesPy, o que permite integrar o cálculo numérico no algoritmo proposto. O OpenSees é um motor de cálculo de elementos finitos aberto, utilizado para análises sísmicas. O uso de um código de cálculo aberto permite criar uma metodologia facilmente reutilizável e partilhada no GitHub [35]. Desta forma, outros investigadores podem usar e expandir o âmbito do código desenvolvido.

A Figura 2 ilustra o funcionamento da ferramenta open BIM-to-FEM proposta pelos autores. A ferramenta começa por ler o modelo IFC, através do código em Python (usando as bibliotecas *ifcopenshell* e *opencascade*), para criar a malha de elementos finitos, subdividida em grupos (na imagem as cores) com base nas propriedades mecânicas a serem associadas. Finalmente, o código *OpenseesPy* é usado para realizar as análises, posteriormente visualizadas no Gmsh.



Figura 2 Metodologia proposta

3 Modelação estrutural

A estrutura é modelada utilizando elementos finitos sólidos, com pelo menos três elementos na espessura da parede. Este critério de modelação possibilita avaliar o comportamento não-linear para fora do plano da estrutura com precisão. Optou-se por utilizar tetraedros de 4 nós, que proporcionam uma melhor adaptação da malha à geometria estrutural. Todos os elementos estruturais foram representados por elementos finitos sólidos, o que facilita o uso direto do modelo BIM, evitando problemas relacionados com a transição entre elementos sólidos e unidimensionais ou bidimensionais, garantindo ao mesmo tempo, um modelo mais rigoroso.

A alvenaria foi modelada utilizando uma lei não-linear baseada no dano plástico, implementada no OpenSees como material ND, através do modelo de dano plástico 'ASDConcrete3D', que emprega uma relação direta entre tensão e deformação, incorporando o dano. Esta abordagem permite calcular a tensão diretamente a partir da deformação, evitando o processo iterativo típico dos modelos constitutivos tradicionais, como a plasticidade de Von Mises. Nos métodos convencionais, é necessária uma 'correção plástica', enquanto, com este modelo, a tensão é calculada diretamente, considerando a acumulação do dano.

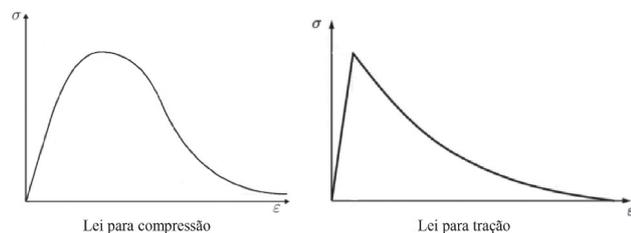


Figura 3 Leis constitutivas (adaptado de [17])

Outra vantagem deste modelo é o uso de um algoritmo misto implícito-explícito como esquema de integração, especialmente útil para leis com amolecimento. Este algoritmo integra a tensão implicitamente e a variável externa explicitamente, favorecendo a convergência em leis não-lineares. O comportamento à compressão é construído a partir de 4 curvas: uma parte linear, uma parte quadrática com endurecimento, e duas outras partes quadráticas de amolecimento. O comportamento à tração é constituído por

uma parte linear, seguida de um amolecimento parabólico [17], ver Figura 3.

Os elementos estruturais em madeira são modelados usando uma lei linear elástica. O comportamento não-linear é concentrado nas ligações entre as vigas de madeira e a alvenaria, na direção axial das vigas. A lei não-linear atribuída às ligações foi proposta em [19] com base num conjunto de ensaios experimentais [36]. A translação relativa nas outras direções é impedida.

O modelo da ligação viga-parede foi previamente desenvolvido para ser usado com elementos unidimensionais de viga e bidimensionais de parede. No caso da modelação com elementos sólidos, foi usado um 'diafragma rígido' para ligar a viga à parede. Na Figura 4 ilustra-se a ligação entre viga e parede. No centro da figura, uma vista axonométrica mostra que o diagrama rígido está presente tanto do lado da viga quanto do lado da parede. Finalmente, à direita, é exibida a lei não-linear associada ao comportamento axial da ligação.

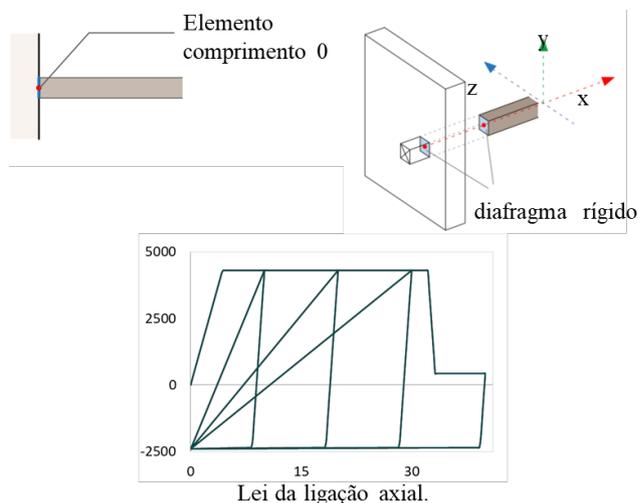


Figura 4 Ligação entre viga e parede

O uso destes elementos de ligação entre viga e parede de alvenaria não é obrigatório, mas é desejável quando há informações suficientes sobre a dita ligação. Caso contrário, é usual modelar as vigas como perfeitamente ligadas à estrutura, ou não as considerar no modelo.

4 Paralelização de códigos de elementos finitos

Os modelos sofisticados de elementos finitos podem exigir muito tempo de processamento. Uma solução possível é dividir os cálculos de modo a realizar operações mais simples simultaneamente, otimizando assim os recursos computacionais, paralelizando o código de elementos finitos. Na literatura, encontram-se diversas simulações em larga escala no contexto da simulação sísmica [37]-[39].

Foram propostas diversas tipologias de paralelização [40]. O método de decomposição de domínio (DDM) destacou-se como o mais eficaz, pois, ao contrário de outros métodos, não possui uma natureza sequencial, permitindo uma melhor otimização do código. O método DDM é uma técnica utilizada em vários campos da ciência para resolver equações diferenciais parciais. De acordo com Babuska e Elman [41], a eficiência da aplicação deste método depende da aritmética e da comunicação. A resolução de problemas de elementos finitos gera um conjunto de equações lineares onde o coeficiente da matriz é a matriz global de rigidez.

O DDM baseia-se na divisão do domínio de interesse, neste caso, a 'estrutura', em subdomínios ou 'subestruturas'. De facto, um grande sistema de equações pode ser decomposto em equações matriciais menores, e a resolução dessas matrizes pode ser realizada com algum acoplamento entre elas. A diminuição do tamanho das matrizes aumenta a velocidade dos cálculos. A aplicação em supercomputadores é viável, uma vez que as pequenas matrizes podem ser resolvidas em diferentes processadores, tornando a paralelização possível. A solução deve ser contínua no domínio,

portanto, as avaliações não podem ser independentes entre si (Figura 5).

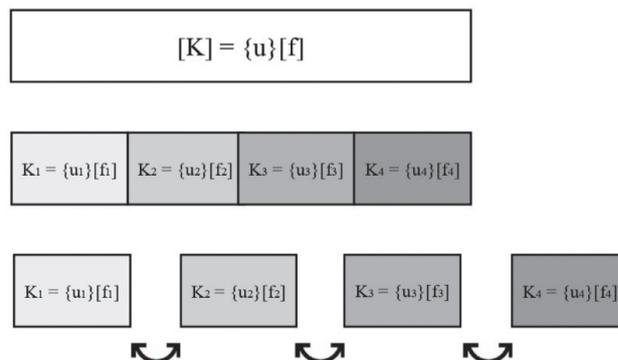


Figura 5 Método de decomposição de domínio para o cálculo da matriz de rigidez

O software OpenSees permite realizar análises paralelas, oferecendo duas metodologias diferentes: OpenSeesSP e OpenSeesMP. No primeiro caso, o OpenSees decide automaticamente como dividir o modelo em vários domínios. No segundo caso, é possível escolher como fazer essa divisão. A partição do modelo de malha pode ser realizada usando o Gmsh (ver Figura 6) ou o software proprietário STKO [42].

Para utilizar o OpenSeesMP, não é suficiente fazer apenas a partição do modelo; é necessário também definir corretamente os comandos das análises. Em particular, o comando 'system' é usado para construir o sistema de equações lineares que permite resolver o

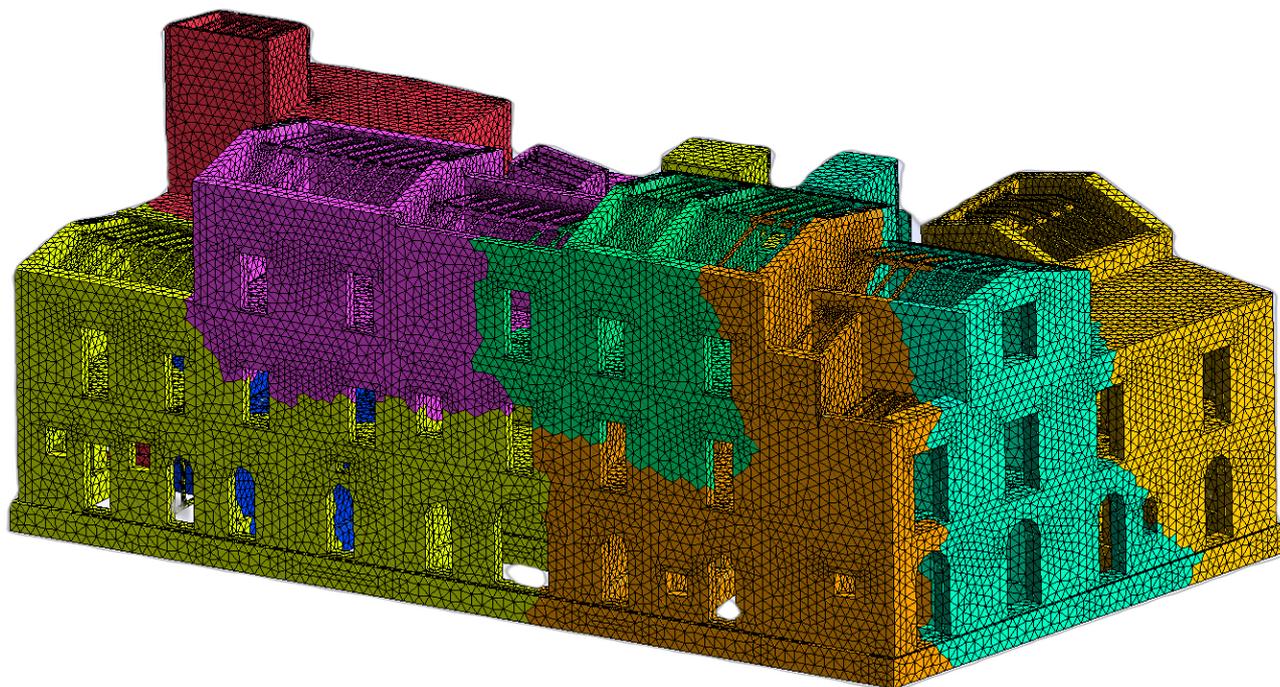


Figura 6 Exemplo de partição de malha em 8 domínios num modelo complexo em Gmsh

problema de elementos finitos usando o tipo de solver especificado. Para realizar análises em paralelo, deve-se usar o solver 'mumps', que é um solver paralelo direto esparsa, possibilitando a paralelização do código. Outro ajuste fundamental é relativo à forma como o sistema de equações e os graus de liberdade são mapeados nos nós.

5 Aplicação da metodologia

5.1 Caso de estudo

Neste artigo, a metodologia foi testada envolvendo um edifício de alvenaria previamente sujeito a ensaios em mesa sísmica do EUCENTRE [43]. O edifício em questão é de dois pisos, cada um contendo uma única divisão. A estrutura vertical é construída exclusivamente com alvenaria tradicional, enquanto a estrutura horizontal é composta por pavimentos e telhados em madeira. A planta possui dimensões de $4,16 \times 6,60 \text{ m}^2$. As janelas estão distribuídas de maneira assimétrica tanto no lado longo quanto no lado curto do edifício. As plantas, as fachadas e as vistas axonométricas do edifício estão detalhadas na Figura 7. Este protótipo foi testado na mesa sísmica usando tanto vigas de madeira simples como elementos de reforço para melhorar o comportamento estrutural do edifício. As propriedades mecânicas estão resumidas na Tabela 1. Estas propriedades são referidas em [43], com exceção da energia de fratura, que foi calculada utilizando as equações 1 e 2.

O modelo BIM da estrutura foi criado no software Revit (versão 24.2.10.64) e exportado para IFC, seguindo as diretrizes apresentadas

em [15]. Em particular, à alvenaria são atribuídas as seguintes propriedades mecânicas: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de Young, densidade e energia de fratura em compressão e tração.

Tabela 1 Propriedades mecânicas dos elementos em alvenaria e madeira

Alvenaria		
Massa	2100	kg/m ³
Módulo de Young	2537	MPa
Coefficiente de poisson	0,2	–
Resistência à tração (f_t)	0,14	MPa
Resistência à compressão (f_c)	3,28	MPa
Energia de fratura em compressão (G_c)	2	N/mm
Energia de fratura em tração (G_t)	0,01	N/mm
Madeira		
Massa	588	kg/m ³
Módulo de Young	10000	MPa
Coefficiente de poisson	0,3	–

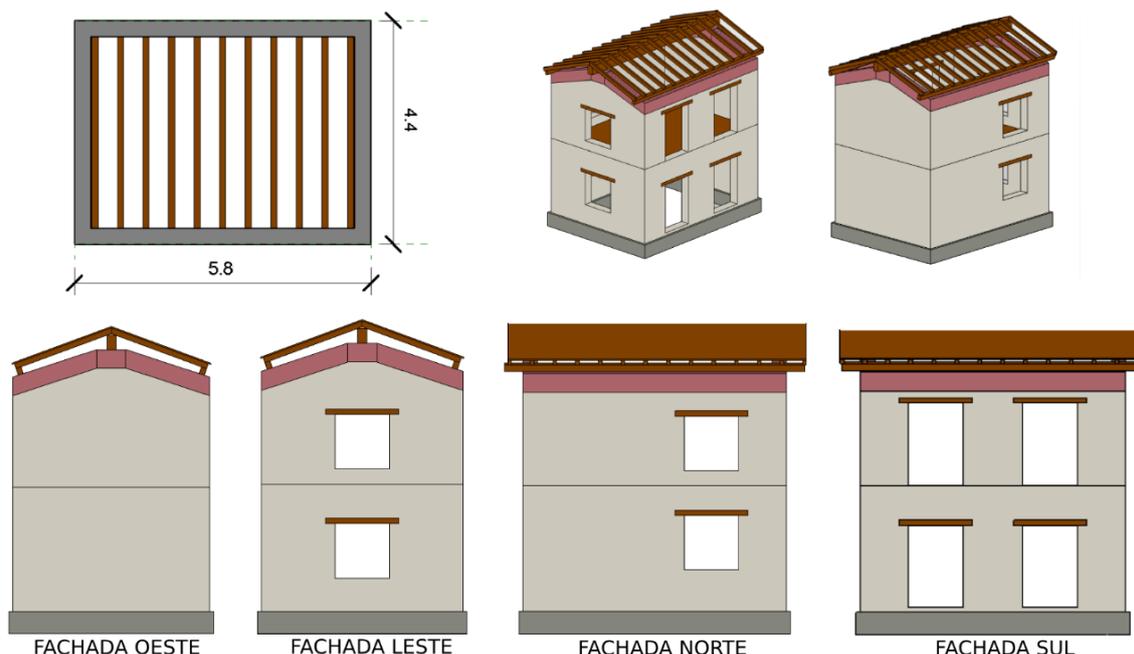


Figura 7 Geometria do caso de estudo

A energia de fratura em compressão foi calculada utilizando o índice de ductilidade, com as seguintes equações:

$$d = G_c / f_c \quad (1)$$

$$d = G_t / f_t \quad (2)$$

Para $f_c < 12 \text{ N/mm}^2$ é sugerido um valor de $d = 1.66$ [44, 45]. Assim, a energia de fratura por compressão (G_c) assume o valor de 2 N/mm . Para a tração, o valor recomendado para o índice de ductilidade (d) é $0,029 \text{ mm}$ [44, 45] e a energia de fratura (G_t) assume um valor de $0,1 \text{ N/mm}$.

A partir destes dados, o algoritmo estabelece a lei constitutiva da alvenaria, ajustando a curva tensão-deformação com base na energia de fratura. Além disso, para cada tetraedro do algoritmo, a energia de fratura é normalizada em função do lado do tetraedro. Para cada material presente no modelo, o algoritmo obtém: (a) propriedades mecânicas; (b) elementos estruturais constituídos por esse material. A partir dos elementos estruturais, o algoritmo determina os tetraedros que os compõem para a malha de elementos finitos e associa a cada tetraedro a lei constitutiva, ajustando a energia de fratura.

Às vigas é associada uma lei linear. Aos elementos de interface entre vigas e alvenaria é associado o comportamento não-linear discutido na secção 2. Nesta aplicação, as vigas são consideradas apenas na configuração não reforçada.

5.2 Análise estrutural

Realizaram-se análises estáticas não-lineares em quatro sentidos com forças horizontais proporcionais à massa, após a aplicação das cargas verticais quase permanentes da estrutura. As análises foram conduzidas em paralelo, dividindo a malha em oito domínios, conforme ilustrado na Figura 8.

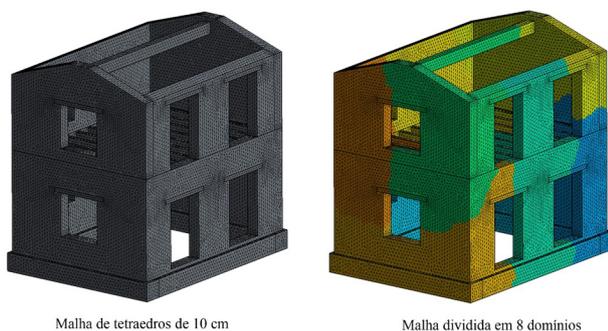


Figura 8 Malha e partição.

A análise para as cargas verticais quase permanentes (*pushdown*) foi executada em "controle de carga" utilizando o algoritmo Krylov-Newton. Foi empregue um incremento de carga adaptativo, variando de forma decrescente ou crescente, para otimizar a convergência, com 10 iterações. Os deslocamentos maiores ocorrem nas vigas, que têm um comportamento puramente de flexão, enquanto na alvenaria ocorrem distribuições mais significativas de tensões, conforme ilustrado na Figura 9. Nesta fase,

os deslocamentos e as distribuições de tensões e deformações não têm uma relevância estrutural significativa (não há dano).

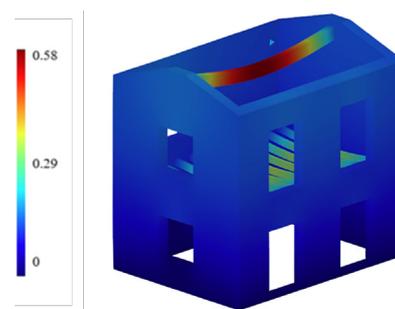


Figura 9 Deslocamento associado à aplicação do peso próprio

As análises pushover foram realizadas com controlo de deslocamento, utilizando também o algoritmo Krylov-Newton [46]. As análises foram executadas num PC com processador intel 9900k com 8 núcleos e 16 threads e com 16 GB de RAM. Cada análise pushover foi executada em aproximadamente 8 minutos. Foi também testada uma análise sem paralelização, que durou muito mais tempo, cerca de uma hora e dez minutos.

Foi possível obter o comportamento pós-pico nos 4 sentidos, representado na Figura 10. Na direção X, alcança-se uma carga máxima maior, porém após o pico, a fase de amolecimento é muito curta e o colapso é imediato. Na direção Y, por outro lado, o comportamento é menos frágil, devido à quantidade e localização das aberturas.

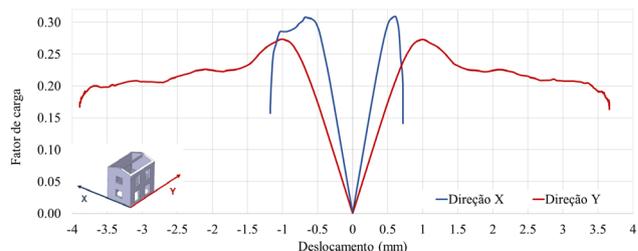
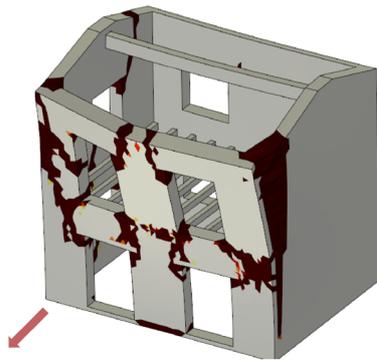


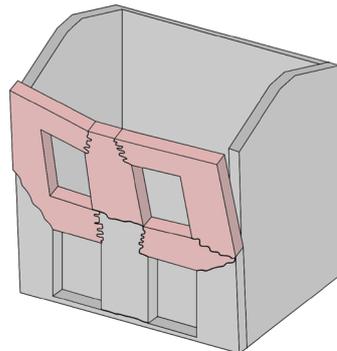
Figura 10 Curvas de capacidade nas 2 direções (sentidos positivo e negativo)

A análise da distribuição de dano, através do software de pós-processamento STKO, permitiu deduzir possíveis mecanismos de colapso, os quais foram investigados com base nas recomendações italianas [7]. As tabelas de tipos de colapso nestas recomendações representam colapsos tipificados, focando-se no comportamento puramente fora do plano. No entanto, os resultados das análises numéricas no software OpenSees mostram uma distribuição de danos generalizada, o que permite, especialmente quando combinados com deslocamentos, deduzir mecanismos combinados de dano, tanto no plano como fora do plano.

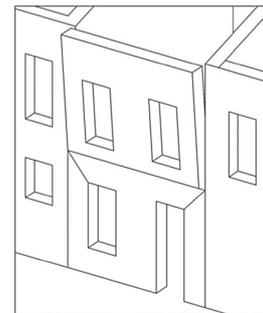
Como mostra a Figura 11, na direção X, os resultados da análise sugerem a ativação de um mecanismo de rotação simples da parede para fora do seu plano, envolvendo apenas a parede superior. Este é um mecanismo que ocorre quando há falta de ligação entre as paredes e os pavimentos, entre paredes adjacentes, ou na ausência



Padrão de dano numérico

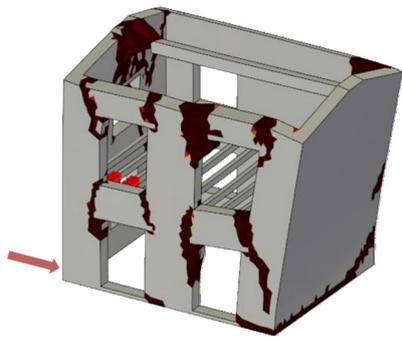


Mecanismo idealizado desenvolvido

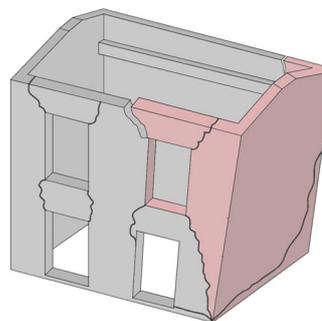


Mecanismo idealizado constante nas recomendações italianas

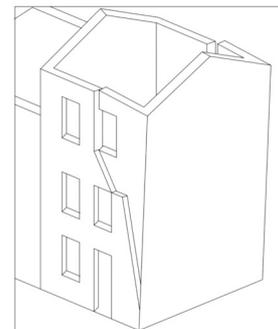
Figura 11 Dano na direção X



Padrão de dano numérico



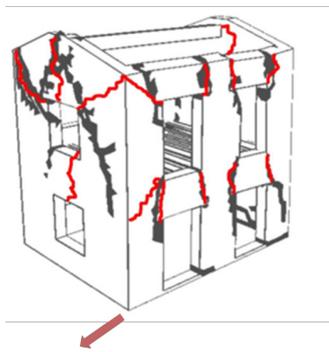
Mecanismo idealizado desenvolvido



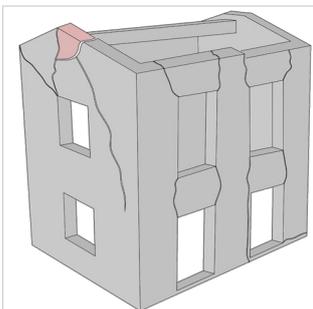
Mecanismo idealizado constante nas recomendações italianas

Figura 12 Dano na direção Y (sentido positivo)

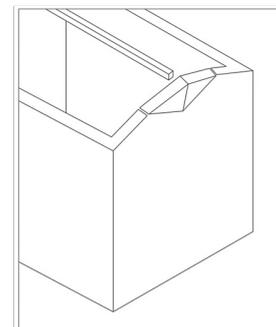
— Resultados numéricos
 — Resultados experimentais



Sobreposição de resultados numéricos e experimentais



Mecanismo idealizado desenvolvido



Mecanismo idealizado constante nas recomendações italianas

Figura 13 Dano na direção Y (sentido negativo)

de pavimentos rígidos. Neste caso, estes resultados são plausíveis porque no plano superior do modelo numérico não foi considerado o diafragma.

Além do mecanismo para fora do plano, foram também observados danos nas aberturas, concentrados na área das vigas de pavimento. Isto deve-se ao impulso das vigas sobre a parede. Este comportamento foi constatado devido ao uso de elementos de ligação viga-parede. A Figura 11 mostra, da esquerda para a direita: (a) padrão de dano numérico; (b) mecanismo idealizado desenvolvido; (c) mecanismo idealizado constante nas recomendações italianas.

Como mostra a Figura 12, no sentido Y positivo, por outro lado, o mecanismo para fora do plano envolve a parede oeste na sua totalidade. Isto deve-se à ausência de elementos de travamento no plano intermédio (as vigas estão posicionadas na outra direção). Considerando um bom travamento entre as paredes ortogonais (aqui considerado), o mecanismo é de rotação composto pois envolve parte da fachada oeste e fachada sul. A Figura 12 mostra, da esquerda para a direita: (a) padrão de dano numérico; (b) mecanismo idealizado desenvolvido; (c) mecanismo idealizado constante nas recomendações italianas.

No sentido Y negativo, o mecanismo observado resulta do efeito da força exercida pela viga no tímpano. Este tipo de mecanismo ocorre quando a viga do tímpano de um edifício não está devidamente ligada à parede. Este cenário de dano foi comparado com os resultados experimentais em mesa sísmica. A Figura 13 mostra, da esquerda para a direita: (a) sobreposição de resultados numéricos e experimentais; (b) mecanismo idealizado desenvolvido; (c) mecanismo idealizado constante nas recomendações italianas. Na sobreposição entre os resultados numéricos e experimentais, observa-se uma distribuição de danos bastante semelhante.

A modelação das ligações não-lineares permitiu obter um resultado mais alinhado com a resposta real do edifício. A Figura 14 mostra uma comparação entre um modelo em que as vigas apresentam uma ligação perfeita às paredes e um modelo com ligações não-lineares. Observa-se que o modelo com ligações não-lineares permite captar os danos que se concentram na proximidade do pavimento devido ao impacto das vigas.

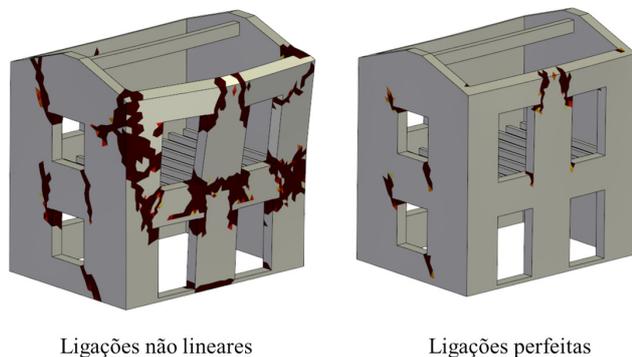


Figura 14 Comparação para diferente modelação das ligações

O cenário de dano é comparado com o cenário de dano observado nos resultados experimentais. O cenário de dano numérico indica a ativação simultânea de danos no plano e fora do plano. O dano

resulta distribuído segundo um padrão diagonal nas proximidades das aberturas e da viga principal. O padrão numérico é bastante semelhante ao padrão experimental observado.

6 Conclusões

A análise do comportamento sísmico de edifícios em alvenaria tradicional é especialmente importante para a requalificação e segurança desse tipo de construção, que mostra grande vulnerabilidade a eventos sísmicos. O uso de modelos globais de elementos finitos sólidos, utilizando leis de dano plástico, tem grande potencial, pois permite captar, através do estudo da distribuição do dano, eventuais mecanismos que surgem no plano e fora do plano num mesmo modelo. No entanto, o uso desta metodologia foi, por muito tempo, dificilmente aplicável em casos reais devido à complexidade dos modelos, aos custos computacionais e à complexidade inerente à análise não-linear.

Neste artigo, apresenta-se uma aplicação de um método inovador para a análise por elementos finitos sólidos não lineares. A metodologia, previamente proposta pelos autores, é uma ferramenta open BIM que permite a paralelização do código dos elementos finitos. A integração da modelação BIM permite uma melhor gestão de geometria complexa e dos dados não geométricos. A paralelização, por sua vez, reduz os custos computacionais. O uso de um algoritmo misto, implícito-explícito, facilita a convergência das análises não-lineares.

A metodologia foi testada num edifício de dois andares, testado à escala real em mesa sísmica. Uma parte fundamental do trabalho foi a modelação das ligações entre as vigas de madeira e paredes de alvenaria através de uma lei axial não-linear. Esta abordagem tornou possível obter padrões de colapso que, de outra forma, não seriam visíveis se as ligações fossem modeladas como perfeitas.

O algoritmo paralelo permitiu executar cada uma das análises *pushover* em aproximadamente 8 minutos. Foi possível obter as curvas de capacidade, juntamente com a distribuição do dano. Esta foi interpretada com o auxílio das recomendações italianas, permitindo deduzir possíveis mecanismos de colapso.

A metodologia proposta pelos autores demonstrou ser escalável a casos de não-linearidade complexa. Os próximos desenvolvimentos incluirão a considerações de agregados de edifícios de alvenaria, a modelação de ligações "reforçadas" e a execução de análises dinâmicas.

Agradecimentos

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 (doi.org/10.54499/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 1.º autor.

Referências

- [1] Augenti, N.; Parisi, F. – “Learning from Construction Failures due to the 2009 L’Aquila, Italy, Earthquake,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 24, no. 6, pp. 536–555, 2010, doi: 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000122.
- [2] Penna, A.; Morandi, P.; Rota, M.; Manzini, C.F.; da Porto, F.; Magenes, G. – “Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 5, pp. 2255–2273, 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9496-6.
- [3] Giuffrè, A.; Carocci, C.F.; Tocci, C. – *Leggendo il libro delle antiche architetture. Aspetti statici del restauro. Saggi 1985-1997*. 2010.
- [4] Baggio, C. – “Il restauro antisismico dei centri storici e la regola d’arte,” *Ric. di Stor. dell’Arte*, vol. 99, pp. 19–30, 2009.
- [5] Borri, A.; Corradi, M.; De Maria, A. – “The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index,” *Heritage*, vol. 3, no. 4, pp. 1162–1198, Oct. 2020, doi: 10.3390/heritage3040065.
- [6] Giuffrè, A. – *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*. 1993.
- [7] ReLuis – “Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni,” 2011.
- [8] M. of H.; C. A.; MiBACT, T. – “Guidelines for the seismic risk evaluation and reduction of the cultural heritage— alignment to the Technical Standards for Constructions,” 2011.
- [9] ReLuis – “Linee Guida per il Rilievo, L’analisi Ed il Progetto di Interventi di Riparazione e Consolidamento Sismico di Edifici in Muratura in Aggregato Dipartimento Protezione Civile ReLuis Ufficio del Vice-Commissario Delegato per la Messa in Sicurezza dei Versio,” 2010.
- [10] Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti – *Technical Standards for Constructions*, no. Ntc. 2018.
- [11] D’Altri, A.M. 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.
- [12] Brencich, A.; Gambarotta, L.; Lagomarsino, S. – “A Macroelement Approach to the Three-Dimensional Seismic Analysis of Masonry Buildings,” *11th Eur. an Conf. ce Ear thqua ke Eng.*, vol. 90, no. January, pp. 1-10, 1998.
- [13] Kachanov, L. – *Introduction to continuum damage mechanics*, vol. 11, no. 3. 1986. doi: 10.1177/1748895811401979.
- [14] Pelà, L. – “Technical University of Catalonia University of Ferrara Department of Engineering Continuum Damage Model Masonry Structures Luca Pelà,” no. January, p. 302, 2009.
- [15] Leonardi, M.L.; Granja, J.; Oliveira, D.V.; Azenha, M. – “Scalable BIM based open workflow for structural analysis of masonry building aggregates,” *Comput. Struct.*, vol. 297, no. September 2023, 2024, doi: 10.1016/j.compstruc.2024.107321.
- [16] Oliver, J.; Huespe, A.E.; Cante, J.C. – “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.
- [17] Petracca, M.; Camata, G.; Spacone, E.; Pelà, L.; – “Efficient Constitutive Model for Continuous Micro-Modeling of Masonry Structures,” *Int. J. Archit. Herit.*, vol. 17, no. 1, pp. 134-146, 2023, doi: 10.1080/15583058.2022.2124133.
- [18] Senaldi, I.E. et al. – “Experimental seismic performance of a half-scale stone masonry building aggregate,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 18, no. 2, pp. 609–643, Jan. 2020, doi: 10.1007/s10518-019-00631-2.
- [19] Solarino, F.; Oliveira, D.V.; Giresini, L. – “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.
- [20] Eastman, C.; Liston, K.; Sacks, R.; Liston, K. – “BIM Handbook Paul Teicholz Rafael Sacks,” pp. 20-21; 65-84; 93–135, 2008.
- [21] República de Portugal, “Decreto-Lei n.10/2024,” *Presidência do Cons. Minist.*, pp. 5–52, 2024, [Online]. Available: <https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/decreto-lei/10-2024-836222484>
- [22] Murphy, M.; Dublin, E.M.; Pavia, S. – “Historic building information modelling (HBIM),” *Struct. Surv.*, vol. 34, no. 1, pp. 1–5, 2009.
- [23] Argiolas, R.; Cazzani, A.; Reccia, E.; Bagnolo, V. – “From Lidar Data Towards HBIM for Structural Evaluation,” in *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives*, Aug. 2019, vol. 42, no. 2/W15, pp. 125-132. doi: 10.5194/isprs-archives-XLII-2-W15-125-2019.
- [24] Brumana, R. et al. – “HBIM challenge among the paradigm of complexity, tools and preservation: The basilica Di collemaggio 8 years after the earthquake (L’Aquila),” in *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives*, Aug. 2017, vol. 42, no. 2/W5, pp. 97-104. doi: 10.5194/isprs-archives-XLII-2-W5-97-2017.
- [25] Cursi, S.; Martinelli, L.; Paraciani, N.; Calcerano, F.; Gigliarelli, E. – “Linking external knowledge to heritage BIM,” *Autom. Constr.*, vol. 141, no. June, 2022, doi: 10.1016/j.autcon.2022.104444.
- [26] Gigliarelli, E. et al., “Integrated numerical analysis and Building Information Modeling for Cultural Heritage,” 2017. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/314371832>
- [27] Trovarelli, F.; Falcao, A.P.; Machete, R.; Tanganelli, V.; Bento, R. – “Parametric Modelling in BIM for Structural Analysis of Masonry Vaults,” *Lect. Notes Civ. Eng.*, vol. 437, pp. 717-726, 2024, doi: 10.1007/978-3-031-44328-2_75.
- [28] International Organization for Standardization – “ISO 25964-2:2013 Information and documentation – Thesauri and interoperability with other vocabularies – Part 2: Interoperability with other vocabularies.” 2013.
- [29] buildingSMART International – “Building Smart International,” 2005. <https://www.buildingsmart.org/>
- [30] Barbosa, J.E.M. de Menezes, G.L.B.B. – “Interoperabilidade Entre Autodesk Robot Structural Analysis e Revit,” no. November, pp. 0-6, 2015.
- [31] Leonardi, M.L.; Oliveira, D.V.; Azenha, M. – “A integração do BIM na reabilitação de «agregados» em alvenaria,” *4.º Congr. Port. Build. Inf. Model.* vol. 1 – ptBIM, pp. 394-405, 2022, doi: 10.21814/uminho.ed.32.33.
- [32] Barazzetti, L.; Banfi, F.; Brumana, R.; Gusmeroli, G.; Previtali, M.; Schiantarelli, G. – “Cloud-to-BIM-to-FEM: Structural simulation with accurate historic BIM from laser scans,” *Simul. Model. Pract. Theory*, vol. 57, pp. 71-87, Aug. 2015, doi: 10.1016/j.simpat.2015.06.004.
- [33] Correia Lopes, G.; Mendes, N.; Vicente, R.; Ferreira, T.M.; Azenha, M. – “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.jobbe.2021.102304.
- [34] Abell, J.A. – “Gmsh2Opensees,” 2022. <https://github.com/jaabell/gmsh2opensees> (accessed Sep. 03, 2023).
- [35] Leonardi, M.L. – “OpenBIM to FEM repository,” 2023. <https://github.com/mlaura1996/OpenBIMtoFEM> (accessed Sep. 03, 2023).

- [36] Moreira, S.M.T. – “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>
- [37] Roten, D. *et al.*, – High-Frequency Nonlinear Earthquake Simulation on Petascale Heterogeneous Supercomputers. IEEE Press, 2016.
- [38] Xu, Z.; Lu, X.; Law, K.H. – “A computational framework for regional seismic simulation of buildings with multiple fidelity models,” *Adv. Eng. Softw.*, vol. 99, pp. 100–110, Sep. 2016, doi: 10.1016/j.advengsoft.2016.05.014.
- [39] Yamashita, T.; Kajiwara, K. – “Petascale Computation for earthquake Engineering,” 2011.
- [40] Yagawa, G.; Ycbhioka, A.; Himui, S. Y.; Soneda, N. – “A Parallel Finite Element Method With a Supercomputer Network,” 1993.
- [41] Babuska, I.; Elman, H.C. – “Some aspects of parallel implementation of the finite-element method on message passing architectures,” 1989.
- [42] Asdea software, “STKO – Scientific ToolKit for OpenSees. <http://www.asdeasoft.net/stko?product=stko> (accessed Oct. 04, 2022).
- [43] Magenes, G.; Penna, A.; Senaldi, I.E.; Rota, M.; Galasco, A. – “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.
- [44] Lourenço, P.B.; Gaetani, A. – *Finite Element Analysis for Building Assessment. Advanced Use and Practical Recommendations*. Routledge, 2022.
- [45] Araújo, A.S.F.F. – “Modelling of the Seismic Performance of Connections and Walls in Ancient Masonry Buildings,” 2014.
- [46] Scott, M.H.; Fenves, G.L. – “Krylov Subspace Accelerated Newton Algorithm: Application to Dynamic Progressive Collapse Simulation of Frames,” *J. Struct. Eng.*, vol. 136, no. 5, pp. 473–480, 2010, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000143.

Desenvolvimento de uma base de dados de propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra de duas folhas atualizada por meio de inferência Bayesiana

Development of a database of mechanical properties of two-leaf stone masonry walls updated by means of Bayesian inference

António Murano
Javier Ortega
Hugo Rodrigues
Graça Vasconcelos

Resumo

O presente trabalho apresenta o estudo efetuado com o objetivo de construir uma base de dados de propriedades mecânicas de diferentes tipologias de paredes de alvenaria de pedra de dois panos. Em detalhe, pretende-se: (1) realizar uma revisão sistemática de estudos experimentais existentes na literatura (2) aplicar uma técnica de fusão de dados, baseada numa estrutura Bayesiana, para atualizar o parâmetro mecânico selecionado utilizando a informação armazenada na base de dados. Os resultados obtidos são comparados com os intervalos de valores de propriedades mecânicas propostos nas normas e diretrizes atuais. Por conseguinte, os resultados apresentados neste trabalho podem fornecer um apoio valioso em atividades de engenharia orientadas para a avaliação de edifícios existentes.

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: Base de dados / Propriedades mecânicas / Paredes de alvenaria de pedra de duas folhas / Procedimento de atualização Bayesiano

Keywords: Database / Mechanical properties / Two-leaf stone masonry walls / Bayesian updating procedure

António Murano

Estudante de Doutoramento
Universidade do Minho
 0000-0002-8608-7594
antoniomurano1987@gmail.com

Javier Ortega

Investigador pós-Doutorado
Conselho Nacional de Investigação de Espanha
 0000-0001-6075-593X
javier.ortega@csic.es

Hugo Rodrigues

Professor Associado
Universidade de Aveiro
 0000-0003-1373-4540
hrodrigues@ua.pt

Graça Vasconcelos

Professor Associada
Universidade do Minho
 0000-0001-6201-0552
graca@civil.uminho.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MURANO, A. [et al.] – Desenvolvimento de uma base de dados de propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra de duas folhas atualizada por meio de inferência Bayesiana. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 59-68.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-005>

1 Introdução

Os modelos de engenharia determinísticos tradicionais consistem geralmente em regras simplificadas deduzidas de acordo com os dados experimentais disponíveis. Apesar da sua eficácia em termos de redução de custos e de melhoria global do desempenho dos sistemas de engenharia, estas abordagens só têm parcialmente em conta a incerteza que afeta as grandezas físicas através de valores conservadores e/ou fatores de segurança [1].

A incerteza pode desempenhar um papel importante na avaliação de edifícios existentes, nomeadamente em construções patrimoniais em alvenaria, devido à variabilidade em termos de geometria e das propriedades dos materiais e na análise das cargas atuantes.

Uma avaliação eficaz das construções e monumentos históricos combina um certo nível de conhecimento com intervenções minimamente invasivas, quando possível [2]. Neste contexto, foram adotadas diretrizes italianas e europeias (NTC 2008, Eurocódigo 8 - Parte 3) [3] que se têm baseado tradicionalmente num quadro semi-probabilístico que definem Níveis de Conhecimento (KLs).

Diferentes níveis de conhecimento são atingidos uma vez reunida informação sobre dados geométricos, arquitetónicos, construtivos e mecânicos. O nível de conhecimento alcançado corresponde a um Fator de Confiança que, uma vez aplicado a um parâmetro específico, resulta na redução do seu valor de forma a compensar o conhecimento parcial da estrutura [3] [4].

O aumento progressivo da necessidade de considerar a variabilidade e a incerteza nas características materiais, geométricas e construtivas dos edifícios existentes levou a uma atualização relevante do método determinístico padrão, particularmente no domínio dos procedimentos de avaliação da segurança sísmica.

Um aspeto significativo da aplicação das abordagens probabilísticas é a obtenção de dados e informações adequados para a redução da incerteza que caracteriza todo o processo.

Neste contexto, as técnicas não destrutivas e as inspeções visuais são ferramentas valiosas para a caracterização dos materiais nos edifícios existentes. Estas técnicas são complementares aos procedimentos ligeiramente destrutivos e destrutivos que nem sempre são aplicáveis ou aconselháveis, nomeadamente em estruturas de valor histórico e monumental e quando se pretende obter um nível de intervenção mínima.

As recentes atualizações das orientações técnicas reconhecem a importância da recolha de dados a partir de diferentes fontes (por exemplo, procedimentos de ensaio não destrutivos, pouco destrutivos e destrutivos), a fim de os combinar através de técnicas estatísticas avançadas [5].

Para este efeito, a inferência Bayesiana tem sido geralmente adotada devido à sua eficácia na redução das incertezas, uma vez que permite, por um lado, fundir vários tipos de dados e, por outro, atualizar um determinado parâmetro quando estão disponíveis novas informações [6] [5].

Com base nas considerações anteriores, este trabalho apresenta a investigação levada a cabo para recolher dados obtidos a partir de ensaios não destrutivos, pouco destrutivos e destrutivos disponíveis

na literatura. Os dados são reunidos numa grande base de dados de propriedades mecânicas relacionadas com diferentes tipos históricos de alvenaria de pedra de duas folhas. Pretendeu-se aplicar a inferência Bayesiana aos dados recolhidos para obter a gama de variação das diferentes propriedades mecânicas de diferentes tipos de alvenaria de pedra com duas folhas. Por último, as gamas de valores obtidos para as propriedades mecânicas são comparadas com as gamas propostas em códigos.

2 Inferência Bayesiana: breve revisão

Os métodos estatísticos clássicos baseiam-se numa interpretação, segundo a qual as frequências são utilizadas como uma medida de incerteza. Por outro lado, o teorema de Bayes é uma proposição sobre probabilidades condicionais. Uma função de distribuição de probabilidade descreve um parâmetro desconhecido, pelo que a própria probabilidade fornece uma estimativa da incerteza.

De acordo com esta abordagem, uma distribuição inicial de dados, baseada em informações obtidas à priori, pode ser atualizada, obtendo-se uma distribuição à posteriori, quando estão disponíveis novas observações [7].

O teorema de Bayes pondera a informação prévia com a informação fornecida por novos dados. A distribuição posterior deve assim apresentar incerteza reduzida em relação à distribuição prévia [8].

A distribuição prévia deve incluir todos os valores plausíveis de uma determinada variável estimados com base em observações iniciais conhecidas, por exemplo, a partir base em resultados disponíveis na literatura, e/ou conhecimento subjetivo (por exemplo, julgamento pessoal) [8]. O teorema de Bayes permite estimar a função de densidade da distribuição à posteriori multiplicando a função de verosimilhança e a função de densidade da distribuição à priori com a subsequente normalização [9].

A versatilidade da inferência bayesiana permitiu que este método abordasse diferentes aplicações de engenharia, desde a avaliação do desempenho estrutural até à estimativa das propriedades mecânicas dos materiais [10-14].

3 Critérios de definição da base de dados

A base de dados compilada neste trabalho é o resultado de uma revisão sistemática de várias campanhas experimentais para obtenção das propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra de dois panos. Esta morfologia de parede, muito comum em Portugal, Itália e outros países europeus, foi selecionada por representar uma tecnologia de construção frequentemente aplicada em muitos edifícios históricos [15].

A metodologia proposta pode ser aplicada a outras tipologias de alvenaria tipicamente observadas em construções históricas, tais como paredes de alvenaria de pedra de um ou três folhas. De acordo com o Eurocódigo 8 - parte 3 [3] e o Código Italiano (Tabela C8.5.1, Circolare n. 7 - 21/01/2019) [16], foram considerados seis tipos diferentes de alvenaria de pedra para construir a base de dados final (Figura 1), nomeadamente:

- Alvenaria de tipo 1, Alvenaria de pedra irregular;

- Alvenaria de tipo 2, Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas);
- Alvenaria tipo 3, Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência;
- Alvenaria tipo 4, Alvenaria irregular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito);
- Alvenaria tipo 5, alvenaria regular de blocos de pedra macia (blocos de tufo ou arenito);
- Alvenaria Tipo 6, Cantaria construída com pedras de boa qualidade (junta argamassada).

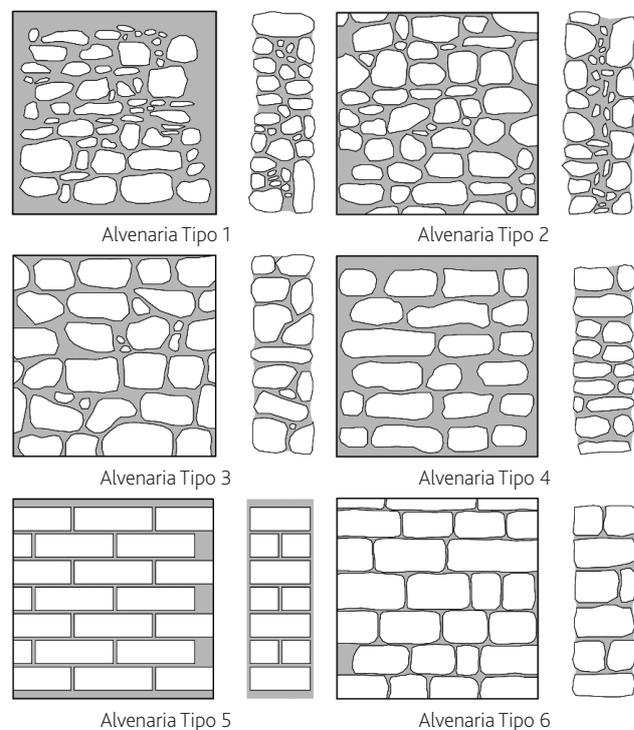


Figura 1 Tipos de alvenaria selecionados

Os dados experimentais recolhidos para a construção da base de dados referem-se aos seguintes parâmetros mecânicos: módulo de elasticidade (E), módulo de distorção (G), resistência à compressão (f_m) e resistência ao corte (τ_o). Os procedimentos de ensaio a partir dos quais os valores das propriedades mecânicas foram obtidos são: ensaios síncos (ST), ensaios macacos planos (FJ), ensaios de uniaxial (CT), compressão diagonal (DC) e ensaios de corte-compressão (SC)..

Foram consultadas cinco bases de dados: Scopus, Science Direct (SCD), Web of Knowledge (WOK), Civil Engineering Database (ASCE) e MADA RELUIS Database [17].

Para além dos artigos recolhidos, foram considerados outros documentos relevantes, tais como teses de doutoramento e relatórios técnicos da unidade curricular de Projeto Integrado (SA7) realizados no âmbito do Mestrado Avançado em Análise Estrutural de Monumentos e Construções Históricas (SAHC).

Os artigos cujos títulos não se referiam especificamente a campanhas de ensaios experimentais em paredes de alvenaria de pedra de dois panos não foram considerados. Por outro lado, os artigos que cumpriam os critérios estabelecidos foram cuidadosamente selecionados para evitar qualquer possível repetição. A lista final dos artigos e relatórios recolhidos para a extração dos dados experimentais está disponível em <http://dx.doi.org/10.17632/mprijsnr6mp.1>.

Uma vez concluído o processo de seleção, cada painel de alvenaria descrito no conjunto final de documentos foi avaliado através do Índice de Qualidade da Alvenaria (MQI) [18] [19], com o objetivo de obter uma estimativa inicial empírica dos parâmetros mecânicos de referência (E, G, f_m, τ_0).

3.1 Base de dados final

A pesquisa nas bases de dados referidas resultou na identificação de 4239 documentos. As contribuições consideradas são

maioritariamente provenientes das bases de dados SCOPUS (1840 documentos) e Web of Knowledge (1738 documentos).

Após a eliminação de trabalhos duplicados, foram considerados 124 documentos, o que conduziu a um número final de 678 resultados. A base de dados final, com informações pormenorizadas sobre os documentos analisados, está disponível em <http://dx.doi.org/10.17632/mprijsnr6mp.1>.

O maior número de observações refere-se a ensaios de compressão diagonal (195), seguido de ensaios de compressão (169). O número mais baixo de observações registadas é de 97 (ensaios de corte-compressão), enquanto quase a mesma quantidade de dados está disponível para os ensaios sínicos (110) e para os ensaios de macacos planos (107) (Figura 2a).

Os tipos de alvenaria 1, 2 e 3 foram amplamente investigados através de todos os procedimentos de ensaio considerados neste estudo. Por outro lado, apenas estão disponíveis resultados de ensaios de

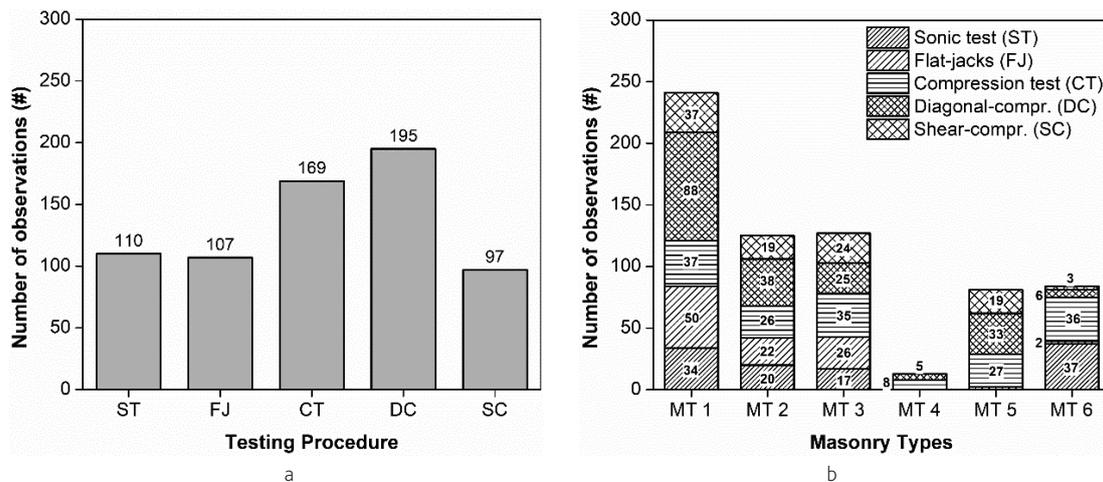


Figura 2 Tipos de alvenaria selecionados (a); resultados do procedimento de ensaio para cada tipologia de alvenaria (b)

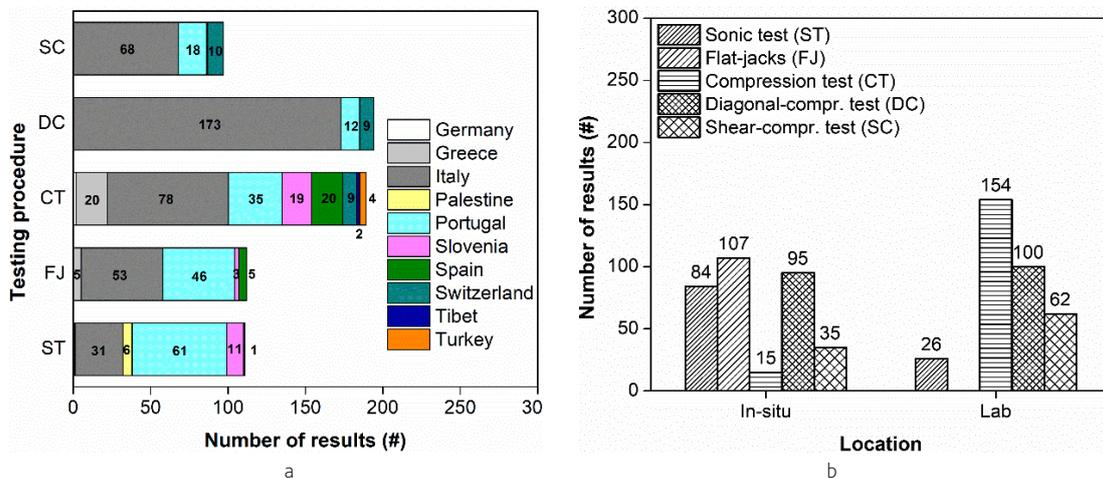


Figura 3 Procedimento de ensaio país de origem (a); distribuição de dados em campanhas experimentais *in situ* laboratório (b)

compressão uniaxial, compressão diagonal e corte-compressão para as alvenarias dos tipos 4 e 5 (Figura 2b).

De um modo geral, o maior número de observações refere-se aos países mediterrânicos (Portugal e Itália, entre outros), onde a pedra é um material disponível localmente e que tem sido comumente utilizado ao longo da história na prática da construção, ver Figura 3a. O número total de observações divide-se igualmente entre campanhas de ensaios *in situ* (336 resultados) e campanhas de ensaios laboratoriais (342 resultados). Uma vez que os ensaios de macacos planos e os ensaios sónicos são utilizados principalmente em campanhas experimentais *in situ*, existe uma quantidade reduzida de informações relacionadas com campanhas em laboratório.

Por outro lado, os procedimentos de ensaios destrutivos (CT, CD e SC) têm sido amplamente aplicados em campanhas experimentais de laboratório, uma vez que as estruturas de ensaio e instrumentação complexas são particularmente difíceis de instalar em ambientes não controlados (no local). Além disso, o carácter invasivo destas técnicas experimentais não torna estas técnicas adequadas para a avaliação de construções do património cultural (Figura 3b).

4 Procedimento de atualização das propriedades mecânicas da alvenaria

4.1 Introdução

Os dados recolhidos para construir a base de dados foram filtrados para eliminar possíveis valores anómalos (*outliers*) que pudessem afetar o processo de atualização Bayesiana. O procedimento de filtragem foi efetuado para todos os tipos de alvenaria, parâmetros mecânicos e procedimentos de ensaio selecionados. A fim de definir um intervalo razoável a utilizar como referência no processo de filtragem, foi aplicado o critério do intervalo interquartil, pelo que os valores fora deste intervalo não foram considerados [20].

Neste trabalho seguiu-se procedimento definido por Ramos *et al.* [14] relativo à aplicação da metodologia. O primeiro passo do procedimento de atualização de uma variável estatística consiste na definição de um conhecimento prévio, que representa o ponto de partida de toda a técnica de fusão de dados baseada na inferência Bayesiana. Para o efeito, todas as paredes de alvenaria, consideradas na base de dados, foram avaliadas através do Índice de Qualidade da Alvenaria (MQI) para obter uma primeira estimativa dos parâmetros mecânicos de referência considerados neste estudo (E , G , f_m , τ_o) [18] [19]. Foi atribuída a cada parâmetro mecânico uma distribuição probabilística, definida por um valor médio e um desvio padrão, sendo esta distribuição adotada como conhecimento prévio para o processo de atualização Bayesiano. No modelo de fusão de dados, a média (μ) e a variância (σ^2) são atualizadas à medida que são recolhidas novas informações, resultando na definição de valores finais com incerteza reduzida.

Uma vez definida a distribuição à posteriori, as suas características, nomeadamente a média atualizada e o desvio-padrão atualizado, podem ser estimadas através de simulações numéricas (por exemplo, o método de Monte Carlo em cadeia de Markov) [14]. Uma descrição exaustiva dos fundamentos teóricos que sustentam o procedimento de fusão de dados aqui apresentado pode ser consultada em [14] e [21].

O processo de atualização proposto simula um cenário em que os dados recolhidos através da inspeção visual (MQI) (distribuição prévia) sofrem uma atualização gradual quando estão disponíveis novos dados, obtidos experimentalmente através de técnicas não destrutivas e/ou destrutivas referidas anteriormente.

Assim, para todos os tipos de alvenaria selecionados, as propriedades mecânicas foram atualizadas em função dos valores obtidos através de ensaios destrutivos e não-destrutivos. O valor final do módulo de Young (E) foi calculado com base nos dados dos ensaios sónicos (ST), dos ensaios de macacos planos (FJ) e dos ensaios de compressão (CT), ao passo que o valor final da resistência à compressão (f_m) foi atualizado com base nos resultados dos ensaios de macacos planos (FT) e dos ensaios de compressão (CT) (ver [21] para mais pormenores). Por último, os resultados dos ensaios de compressão diagonal (DC) e de corte-compressão (SC) foram considerados no processo de atualização do módulo de distorção (G) e da resistência ao corte (τ_o), (consultar [21] para mais pormenores). Em geral, os dados que se supõe terem um nível de fiabilidade mais elevado foram utilizados nos últimos passos do procedimento de atualização para aumentar a sua precisão.

4.2 Procedimento de atualização (dados de alvenarias portuguesas)

Esta secção resume os resultados da aplicação do procedimento de fusão de dados considerando apenas os dados relativos a paredes de alvenaria de pedra de duas folhas localizadas em Portugal. Uma vez definido o conjunto de dados obtidos em cada procedimento de ensaio de acordo com um tipo específico de alvenaria, o procedimento de atualização foi aplicado seguindo os mesmos passos descritos nas secções anteriores. De modo a fornecer uma visão resumida do trabalho efetuado, os dados estimados em função do MQI (conhecimento prévio) e os dados atualizados sequencialmente a partir dos novos dados obtidos através de diferentes tipos de ensaio para cada parâmetro mecânico relativo ao tipo de Alvenaria 1 estão resumidos na Tabela 1. Para mais pormenores sobre o conhecimento prévio e as novas informações para os restantes tipos de alvenaria, consultar [21].

As funções de densidade de probabilidade (PDF) das propriedades mecânicas da alvenaria tipo 1 estão indicadas na Figura 4. Verifica-se que estas apresentam o mesmo padrão evidenciado na aplicação anterior do método de fusão de dados, nomeadamente a redução global do desvio padrão e dos valores médios próximos da estimativa do MQIV.

Tabela 1 Atualização das propriedades mecânicas - Alvenaria Tipo 1

Alvenaria Tipo 1												
Conhecimento prévio			Nova informação			Nova informação			Nova informação			
Índice de qualidade da alvenaria (MQI)			Ensaio sónicos			Ensaio de macacos planos			Ensaio de compressão			
Média	Desvio padrão	#	Média	Desvio padrão	#	Média	Desvio padrão	#	Média	Desvio padrão	#	
Módulo de Young - E (MPa)			Módulo de Young - E (MPa)			Módulo de Young - E (MPa)			Módulo de Young - 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	
Índice de qualidade da alvenaria (MQI)			Corte-Compressão			Compressão diagonal						
Mod. de distorção - G (MPa)			Mod. de distorção - G (MPa)			Mod. de distorção - G (MPa)						
336,09	43,72	50	NA	NA	NA	198	152,78	4				
Tensão de corte - τ_0 (MPa)			Tensão de corte - τ_0 (MPa)			Tensão de corte - τ_0 (MPa)						
0,038	0,006	50	NA	NA	NA	0,140	0,09	4				

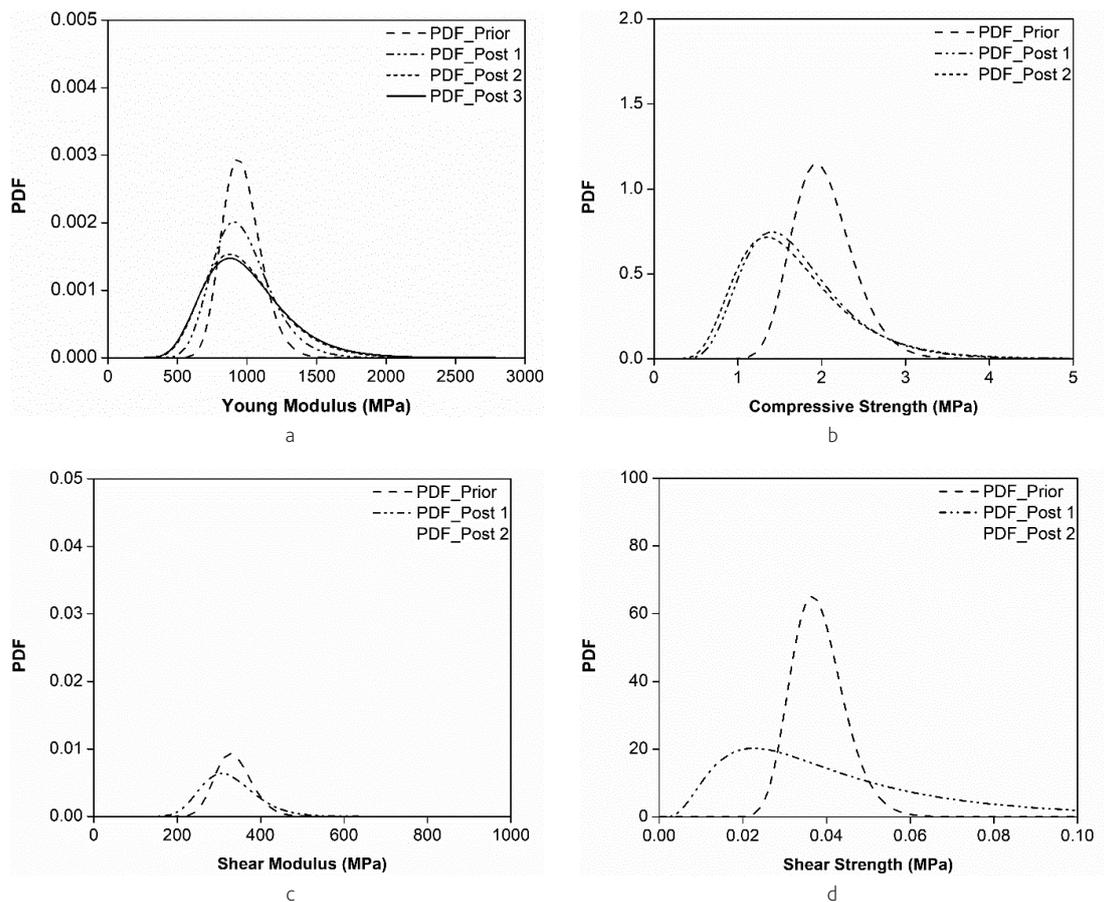


Figura 4 Valores finais da função de densidade de probabilidade (PDF) Módulo de Young (a), resistência à compressão (b), módulo de cisalhamento (c), resistência ao cisalhamento (d)

4.3 Comparação entre os resultados da fusão e as normas técnicas

Esta secção apresenta os resultados globais do procedimento de fusão de dados aplicado para atualizar as propriedades mecânicas dos tipos de alvenaria selecionados. Além disso, os resultados relacionados com o procedimento de atualização Bayesiano baseado em campanhas experimentais portuguesas foram comparados

com a gama de valores das propriedades mecânicas proposta no Eurocódigo 8 (Parte 3 - Anexo C) [3] e nas normas italianas (Tabela C8.5.I - Circolare 21/01/2019) [16].

A Tabela 2 apresenta a gama de valores propostos pelos códigos e os obtidos através do procedimento de atualização Bayesiano.

Os resultados são classificados de acordo com as propriedades mecânicas de referência e a tipologia específica da alvenaria. As

Tabela 2 Resultados da atualização bayesiana em relação ao Eurocódigo [22] e às normas italianas [16]

Alvenaria Tipo 1				
	Young Mod. – E (MPa)	Resistência à Compressão f_m (MPa)	Mod. Distorção G (MPa)	Resistência ao corte - τ_0 (MPa)
Eurocódigo 8 [3][22]	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
Atualização Bayesiana_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
Alvenaria Tipo 2				
	Young Mod. – E (MPa)	Resistência à Compressão f_m (MPa)	Mod. Distorção G (MPa)	Resistência ao corte - τ_0 (MPa)
Eurocódigo 8	1200	2,00 - 3,00	400	0,05 - 0,08
NTC 2018	1020 - 1440	2	340 - 480	0,035 - 0,051
Atualização Bayesiana_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
Alvenaria Tipo 3				
	Young Mod. – E (MPa)	Resistência à compressão f_m (MPa)	Mod. Distorção G (MPa)	Resistência ao corte - τ_0 (MPa)
Eurocódigo 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
Atualização Bayesiana_POR	1963 (392) 1631 - 2397	3,98 (1,43) 2,55 - 5,41	Não disponível	Não disponível
Alvenaria Tipo 4				
	Young Mod. – E (MPa)	Resistência à compressão f_m (MPa)	Mod. Distorção G (MPa)	Resistência ao corte - τ_0 (MPa)
Eurocódigo 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
Atualização Bayesiana_POR	Não disponível	Não disponível	Não disponível	Não disponível
Alvenaria Tipo 5				
	Young Mod. – E (MPa)	Resistência à compressão f_m (MPa)	Mod. Distorção G (MPa)	Resistência ao corte - τ_0 (MPa)
Eurocódigo 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
Atualização Bayesiana_POR	Não disponível	Não disponível	Não disponível	Não disponível
Alvenaria Tipo 6				
	Young Mod. – E (MPa)	Resistência à compressão f_m (MPa)	Mod. Distorção G (MPa)	Resistência ao corte - τ_0 (MPa)
Eurocódigo 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
Atualização Bayesiana_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

gamas das propriedades mecânicas foram definidas subtraindo (limite inferior) e adicionando (limite superior) o desvio padrão correspondente ao valor médio (valores entre parêntesis indicados na Tabela 3).

Em geral, os intervalos obtidos utilizando o procedimento de atualização Bayesiano parecem ser consistentes com os valores recomendados pelo Eurocódigo e pelas normas italianas.

Os resultados do módulo de Young, do módulo de distorção e da resistência à compressão apresentam limites inferiores próximos dos sugeridos nas normas italianas, enquanto os valores superiores são ligeiramente mais elevados. Os valores médios das propriedades mecânicas apresentadas no Eurocódigo são inferiores aos valores correspondentes resultantes do cenário de atualização considerado (Atualização Bayesiana_POR). Os valores da resistência ao corte caracterizam-se por uma variabilidade significativa, o que resulta em valores de desvio padrão elevados e num intervalo de referência mais alargado.

As características dos materiais de construção, bem como as condições ambientais e de fronteira em que o procedimento de ensaio é realizado, afetam significativamente a homogeneidade da amostra de dados. Por conseguinte, um aumento da incerteza reflete uma baixa homogeneidade da amostra de dados. Inversamente, uma homogeneidade elevada corresponde a níveis de incerteza reduzidos.

Um aspeto adicional que caracteriza os resultados deste estudo consiste na obtenção de valores médios mais elevados na atualização Bayesiana. Neste sentido, é importante salientar que os códigos sugerem propriedades mecânicas para paredes de alvenaria de baixa qualidade. Por outro lado, os dados utilizados para a construção da base de dados final referem-se a paredes de alvenaria com propriedades mecânicas mais elevadas resultantes de maior qualidade de construção do que um painel de alvenaria médio considerado nas normas técnicas.

5 Comentários finais

Foi realizada uma revisão sistemática dos ensaios *in situ* e laboratoriais, com vista à definição de uma base de dados de propriedades mecânicas de painéis de alvenaria de pedra de duas folhas. Foram revistas bases de dados eletrónicas indexadas, nomeadamente Scopus, Science Direct, Web of Knowledge, Civil Engineering Database (ASCE) e MADA RELUIS Database [17], recolhendo dados sobre propriedades mecânicas de referência obtidos através de ensaios não destrutivos e ensaios destrutivos, nomeadamente: (1) módulo de Young, (2) resistência à compressão, (3) módulo de distorção e (4) resistência ao corte. Adicionalmente, foram identificados seis tipos diferentes de alvenaria de pedra com base na recomendação fornecida pelo Eurocódigo 8-3 [3] e nas normas italianas [16].

Uma vez concluída a base de dados, a informação recolhida foi utilizada para levar a cabo um procedimento de atualização baseado na inferência Bayesiana. O procedimento está em conformidade com a última recomendação das diretrizes técnicas e pretende simular um cenário em que a informação relacionada com a

avaliação de edifícios de alvenaria existentes é progressivamente atualizada quando estão disponíveis novos dados experimentais. Para a realização do procedimento de atualização Bayesiana foram utilizados dados relativos a campanhas experimentais desenvolvidas em Portugal.

Em geral, o desvio padrão que caracteriza os resultados experimentais sofreu uma redução no final do processo de fusão de dados, mas, ao mesmo tempo, os valores médios atualizados foram ligeiramente superiores aos valores médios sugeridos pelos códigos.

Isto deve-se, em parte, à homogeneidade da amostra de dados, que afeta a estimativa do desvio padrão, e também à qualidade geral dos painéis de alvenaria ensaiados, que pode conduzir a uma sobrestimação das suas propriedades mecânicas, especialmente se estes resultados forem comparados com os valores sugeridos em [3] e [16], que se referem a painéis de alvenaria de baixa qualidade.

Os resultados do procedimento de fusão de dados aplicado representam um contributo para complementar a literatura existente com uma gama atualizada de valores aplicáveis em atividades de engenharia orientadas para a prática. Além disso, os resultados propostos neste estudo podem também ser considerados como um ponto de partida para novas atualizações relacionadas com um parâmetro mecânico específico, sempre que estejam disponíveis observações experimentais.

Em conclusão, embora este trabalho aborde exclusivamente paredes de alvenaria de pedra de duas folhas, a metodologia proposta é, no entanto, altamente versátil e aplicável a outros tipos de alvenaria e a qualquer tipo de edifício, independentemente do seu sistema de construção.

Agradecimentos

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.

Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia, ao abrigo do contrato de subvenção SFRH/BD/147708/2019 atribuído ao 1.º autor.

Referências

- [1] Chang, K.H. – Computer-aided engineering design. Academic Press - Elsevier, 2015.
- [2] Cattari, S.; Lagomarsino, S.; Bosiljkov, V.; D'Ayala, D.F. – “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] Turkman Amaral, M.A.; Paulino, C.D.; Muller, P. – Computational Bayesian Statistics. An Introduction. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2019.
- [8] German, A.; Carlin, J.; Stern, H.; Rubin, D. – Bayesian Data Analysis, Second Edi. Boca Raton (USA): Chapman & Hall/CRC, 2003.
- [9] Held, L.; Sabanés Bové, D. – Applied Statistical Inference – Likelihood and Bayes. Berlin (Germany): Springer Berlin Heidelberg, 2014.
- [10] Beck, J.L.; Katafygiotis, L.S. – “Updating models and their uncertainties: Bayesian statistical framework,” J. Eng. Mech., no. 124, pp. 455-461, 1998.
- [11] Papadimitriou, C.; Beck, J.L.; Katafygiotis, L.S. – “Updating robust reliability using structural test data,” Probabilistic Eng. Mech., vol. 16, pp. 103-113, 2001.
- [12] Monti, G. Alessandri, S. – “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): Doppiovoce, 2009, pp. 53-65.
- [13] Miranda, T.; Gomes Correia, A.; Sousa Ribeiro, L. – “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] Ramos, L.F.; Miranda, T.; Mishra, M.; Fernandes, F.M.; Manning, E. – “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] Binda, L.; Cardani, G.; Saisi, A. – “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] Augenti, N.; Parisi, F.; Acconcia, E. – “MADA: Online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages,” 2012.
- [18] Borri, A.; Corradi, M.; Castori, G.; De Maria, A. – “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] Borri, A.; De Maria, A. – “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] Montgomery, D.; Runger, G. – Applied Statistics and Probability for Engineers, Sixth Edit. Hoboken, New Jersey (USA): Wiley, 2014.
- [21] Murano, A.; Ortega, J.; Rodrigues, H.; Vasconcelos, G. – “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] Candeias, P.; Correia, A.; Campos Costa, A.; Catarino, J.M.; Pipa, M.; Cruz, H.; Carvalho Cansado, E.; Costa, A. – “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.

Desenvolvimento de uma base de dados de propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra de duas folhas atualizada por meio de inferência Bayesiana

Antônio Murano, Javier Ortega, Hugo Rodrigues, Graça Vasconcelos

Modelação de interações num agregado histórico com o método de pórticos equivalentes

Modelling the interactions of a historical aggregate with the equivalent frame method

Madalena Ponte

Gabriele Guerrini

Andrea Penna

Rita Bento

Resumo

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 de grande escala complexo e irregular 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 – *Equivalent Frame Method*) 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 de alvenaria 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 Method (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

Keywords: Historical aggregates / Interactions between buildings / EFM / Global seismic assessment / Masonry

Madalena Ponte

PhD
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
DICAR, Università di Pavia
Pavia, Itália
 0000-0001-8822-3767
madalenaponte@tecnico.ulisboa.pt

Gabriele Guerrini

Professor Assistente
DICAR, Università di Pavia
Pavia, Itália
 0000-0001-7853-3710
gabriele.guerrini@unipv.it

Andrea Penna

Professor Catedrático
DICAR, Università di Pavia
Pavia, Itália
 0000-0001-6457-7827
andrea.penna@unipv.it

Rita Bento

Professora Catedrática
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0002-6503-0644
rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

PONTE, M. [et al.] – Modelação de interações num agregado histórico com o método de pórticos equivalentes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 69-80.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-006>

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 ligações de diferentes tipos e eficiências 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 reabilitações 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 Figura 1.



Figura 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 e G. Guerrini)

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 as unidades individuais 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 estas características dos agregados mostram como formular uma metodologia fidedigna para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de agregados de alvenaria representa um desafio. Alguns estudos na literatura 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 ligações entre unidades adjacentes, e como diferentes níveis e tipos de ligações influenciam o comportamento sísmico dos edifícios. O caso de estudo apresentado é uma parte do 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 europeias. Neste trabalho, apresentam-se modelos numéricos das unidades isoladas ou integradas no agregado. O modelo do agregado com ligações 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, é composto por várias residências reais, formando um complexo de edifícios que sofreu construções, acréscimos e adaptações ao longo de vários séculos (Figura 2). 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 de D. João I (1357-1433), com adições importantes realizadas posteriormente durante o reinado de D. 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 Figura 2, juntamente com a identificação das ligações 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 ligações 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 ligações entre edifícios.

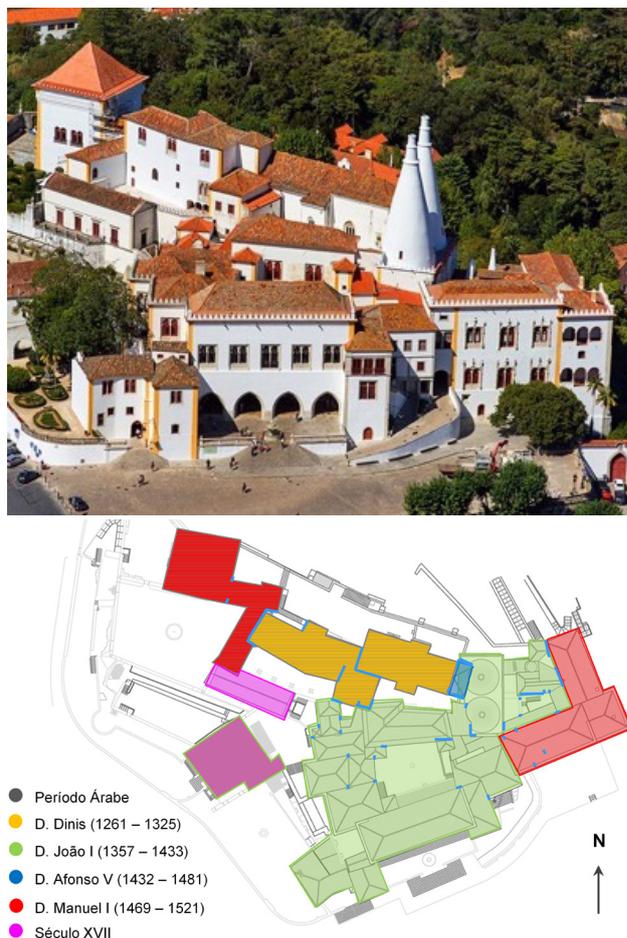


Figura 2 Palácio Nacional de Sintra: vista global, em cima; planta das coberturas com identificação dos principais períodos de construção e identificação das ligações (a azul) entre edifícios de diferentes períodos de construção, em baixo

Para estudar as interações entre agregados, foram escolhidos os edifícios mais antigos do PNS, identificados na Figura 3 como U1, U2, U3 e U4. As unidades estruturais correspondem a uma antiga zona residencial (U1), uma capela (U2), e a duas pequenas áreas de passagem (U3 e U4). Após identificar as ligações entre os edifícios em estudo, estas foram organizadas em dois tipos: ligações em planta e ligações em altura, como esquematizado na Tabela 1. Em relação ao primeiro tipo, estas foram classificadas como ligações (i) por aumento da espessura da parede e (ii) intersecção de paredes. Por outro lado, as ligações em altura foram classificadas dependendo da diferença de altura entre os pisos dos dois edifícios (Δh), caso seja (i) menor ou (ii) maior do que a espessura da parede divisória t .



Figura 3 Vistas das unidades do agregado em estudo

Tabela 1 Esquema com exemplos dos tipos de ligações presentes no caso de estudo e a sua classificação [unidades em metros]

Em planta	i) Aumento da espessura da parede	ii) Intersecção entre paredes
Em altura	i) $\Delta h \leq t$	ii) $\Delta h > t$

Como já referido, para edifícios tão complexos, devido à sua dimensão e irregularidade, é difícil obter a geometria exata 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 ligação 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 de pedra, 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, geralmente com as vigas principais apoiadas nas fachadas, tendo, em algumas salas, tijoleira por cima das tábuas do soalho. A Unidade 1 foi construída numa zona mais alta

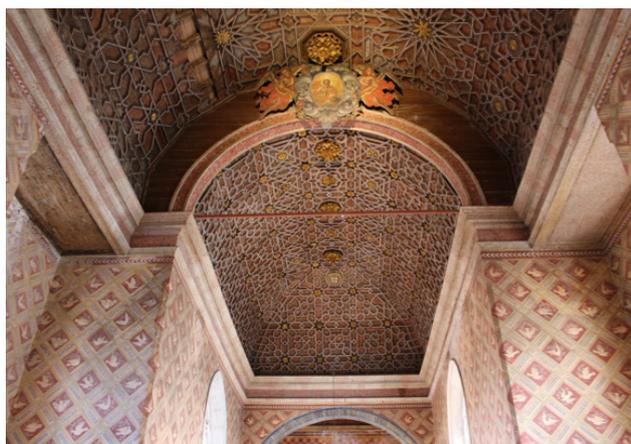


Figura 4 Capela: interior (esquerda) e exterior com tirantes (direita), adaptado de [13]

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, que foram introduzidas para impedir o deslocamento das fachadas principais para 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 (visível na Figura 4, esquerda). Cada fileira apresenta dois tirantes em alturas diferentes (Figura 4, direita): 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 caso de estudo, mais especificamente, as Unidades 1 e 2, também foram estudados em [12] e [13], considerando apenas ligações 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 a 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 quatro unidades modeladas como perfeitamente ligadas foi utilizado para a calibração das propriedades mecânicas da alvenaria, uma vez que, para pequenas vibrações como as registadas nos testes de vibração ambiental, as ligações entre as unidades se comportam como monolíticas. Os valores de alvenaria considerados na modelação numérica estão apresentados na Tabela 2. O módulo de *Young E* e o módulo de distorção *G* foram calibrados com os resultados da caracterização dinâmica obtidos por meio dos testes de vibração ambiental realizados nas Unidades 1 e 2. A partir da observação do material nas janelas de inspeção abertas para a realização dos ensaios de macacos planos, foi identificado um tipo de alvenaria de pedra irregular desorganizada na Unidade 1

Tabela 2 Propriedades mecânicas estruturais dos edifícios do caso de estudo (adaptado de [10])

	Modulo de Young, E (GPa)	Módulo de distorção, G (GPa)	Resistência à tração, f_t (MPa)	Resistência à compressão, f_c (MPa)	Peso específico w , (kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular / Alvenaria de pedra ordinária					
prEN1998-3	0,87	0,29	0,039	1,5	19
Unidade 1	0,80	0,26	0,036	1,24	18
Alvenaria de pedra não aparelhada irregular com espessura variável					
prEN1998-3	1,23	0,41	0,065	2,5	20
Unidades 2 / 3 / 4	1,44	0,48	0,08	3,0	19

e uma alvenaria de pedra não aparelhada irregular 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 específico w , foram definidas correspondendo aos tipos de alvenaria identificados na tabela D.1 do Anexo D da 2.ª geração do Eurocódigo 1998-3 [14], como apresentado na Tabela 2. Os resultados dos ensaios de macacos planos duplos resultaram dispersos e pouco confiáveis em termos de resistência à compressão e do módulo de *Young*. 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 4, o mesmo processo de calibração foi realizado noutro modelo separado, resultando em valores muito semelhantes aos da Unidade 2 e aqui considerados iguais. Nenhum ensaio experimental foi realizado na Unidade 3 devido à sua reduzida 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.

3.2 Modelação de ligações entre unidades

O método dos Pórticos Equivalentes (EFM) foi adotado para a modelação numérica do caso de estudo, utilizando o programa 3Muri [15] para a construção geométrica dos modelos e, em

seguida, o programa de investigação Tremuri ([16], [17]) para realizar alterações na geometria, refinamentos na malha de modo manual que são necessários devido à complexidade geométrica e realizar análises numéricas. 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 quatro unidades estruturais no agregado são apresentados na Figura 5.

Para o estudo da interação entre unidades adjacentes de um agregado, foram considerados três tipos de ligações: perfeitas (monolíticas), parciais e negligenciáveis ou inexistentes. No modelo numérico com ligações perfeitas, as unidades estruturais partilham os nós na sua intersecção, não necessitando da modelação de elementos adicionais. Para a representação de ligações negligenciáveis ou inexistentes as unidades estruturais foram modeladas isoladamente sem os edifícios adjacentes. Por outro lado, as ligações parciais foram modeladas através da inserção de lintéis de alvenaria entre as unidades estruturais, como apresentado na Figura 6. 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 ligações são todas feitas entre paredes perpendiculares às existentes, os lintéis apresentam um comprimento igual a metade da espessura da parede transversal partilhada, simulando o comprimento das paredes incorporado na existente. As propriedades mecânicas atribuídas aos lintéis foram as mesmas que as dos nembos adjacentes.

A Figura 6 apresenta também o caso de uma ligação em altura devido a pisos desnivelados entre si. Neste caso, como visto na Tabela 1, a diferença de alturas entre pisos é superior à espessura da parede transversal partilhada (caso ii). Portanto, os nembos de cada

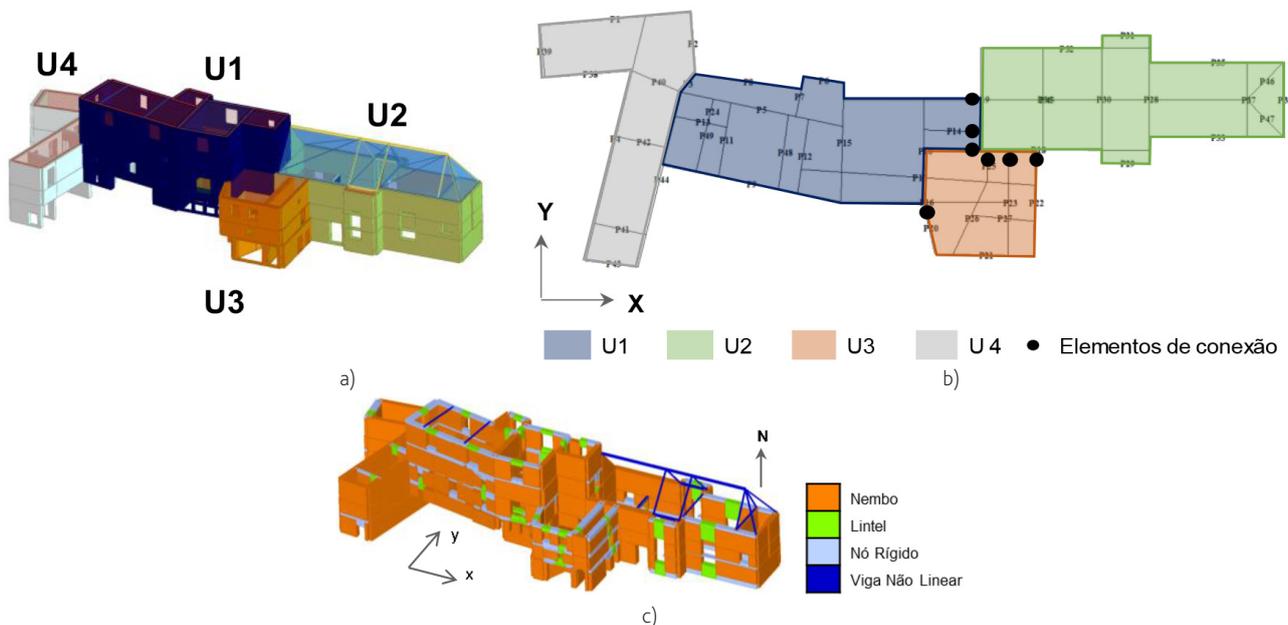


Figura 5 a) Modelo numérico 3D do agregado com identificação das unidades estruturais; b) Planta do modelo numérico do agregado com a localização dos elementos de ligação; e c) Modelo numérico 3D com a malha de pórticos equivalentes gerada automaticamente

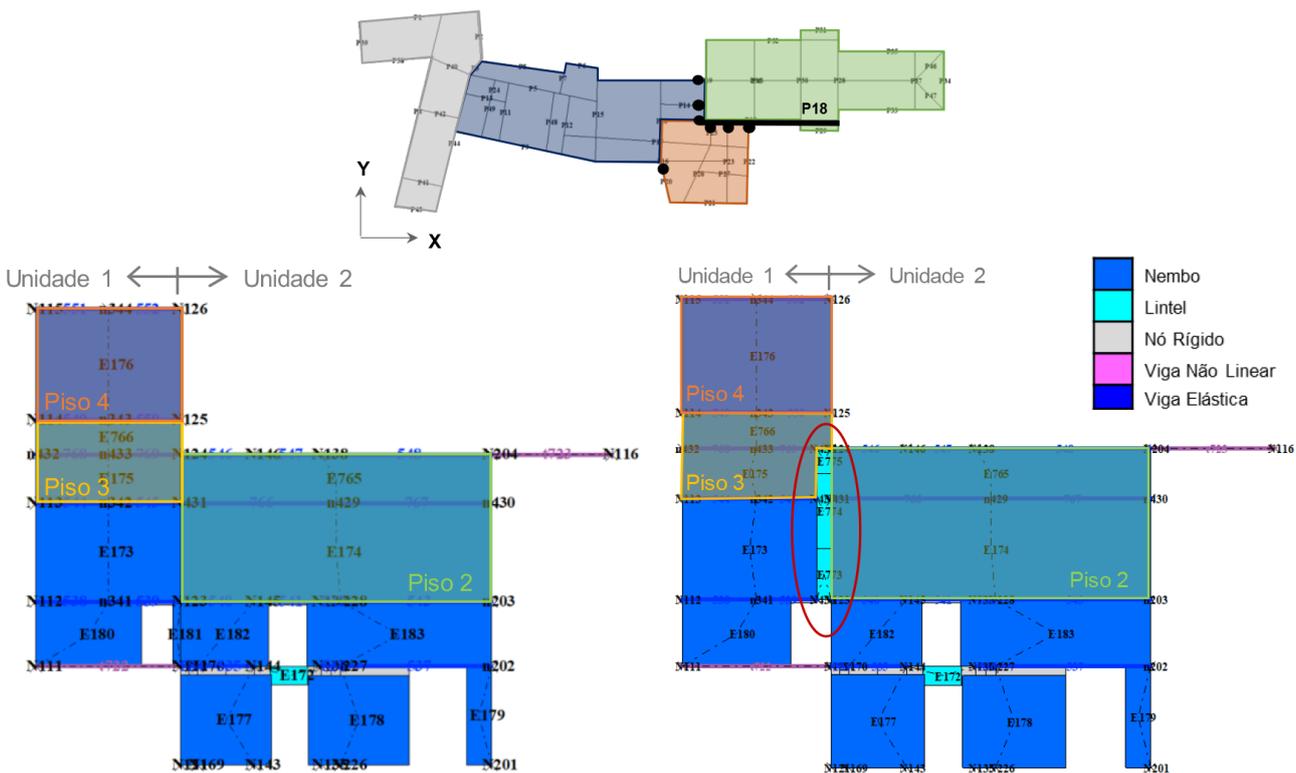


Figura 6 Detalhe da ligação da parede 18 (P18) entre a Unidade 1 (lado esquerdo) e Unidade 2 (lado direito), com os elementos de ligação (lintéis) assinalados na figura do lado direito

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 Figura 6 (lado esquerdo) também apresenta a malha considerando ligações monolíticas. Por fim, existe um último tipo de irregularidade em altura presente neste caso de estudo que é a diferença de cêrcas entre unidades estruturais, muito comum nos agregados de centros históricos. Isso significa que a força de corte basal da Unidade 2 é obtida a uma cota inferior do que a da Unidade 1.

3.3 Resultados numéricos

Devido à complexidade do agregado, o estudo focar-se-á apenas na Unidade 2 (capela), analisando o seu comportamento através de curvas de capacidade (*pushover*) e observação do padrão de danos. As curvas de capacidade são apresentadas na Figura 7 em termos de coeficiente 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. O coeficiente de corte basal é calculado como o rácio entre as forças horizontais totais e as forças verticais dos elementos verticais na base da unidade. As curvas de capacidade são apresentadas até ao deslocamento último, que é definido quando ocorre um mecanismo

de colapso da unidade isolada em estudo ou uma redução da capacidade resistente máxima superior a 20% e sem capacidade de recuperação. Com o objetivo de avaliar a influência do tipo de ligações entre edifícios no comportamento de agregados em alvenaria, considerou-se suficiente apenas um tipo de carregamento horizontal uniforme, proporcional à massa.

Através dos gráficos da Figura 7, observa-se que a rigidez inicial é semelhante entre os modelos em agregado e isolado, para ambas as direções X e Y. Contudo, a fendilhação ocorre mais cedo nos modelos em agregado, perdendo mais rapidamente a rigidez inicial.

Relativamente à resistência, as curvas pushover apresentam para a Unidade 2, em todas as análises efetuadas, um valor superior no caso do modelo isolado, com uma queda abrupta após atingir a resistência máxima. A diferença da força máxima resistente entre o modelo isolado e em agregado deve-se à alteração dos mecanismos de colapso de paredes da Unidade 2 que estão em contacto com as unidades adjacentes (P18 na análise segundo a direção X e P19 segundo Y), causado devido à redistribuição das forças horizontais aplicadas nas paredes. Nos modelos em agregado, as forças redistribuem-se para as unidades adjacentes à Unidade 2, que apresentam níveis de fundação a cotas superiores, de modo que as tais paredes apresentam forças muito pouco significantes ao nível dos nembos inferiores, enquanto no modelo isolado são as que apresentam forças mais elevadas. As diferenças no padrão de danos

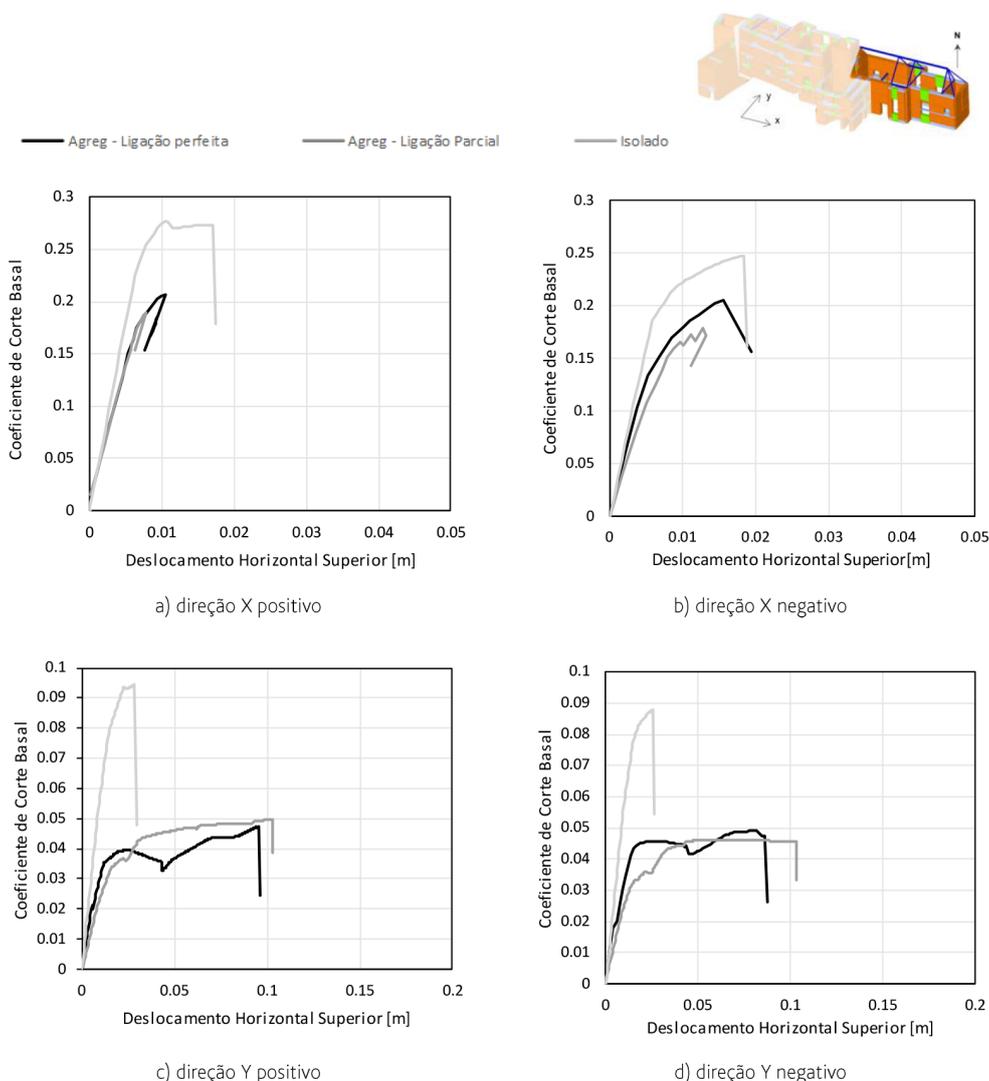
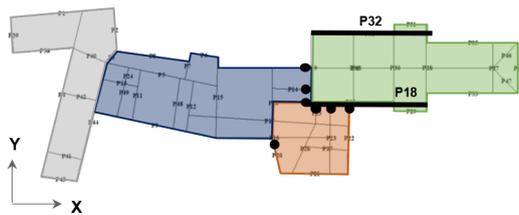


Figura 7 Curvas de capacidade para o caso de estudo na direção (a) X positivo, (b) X negativo, (c) Y positivo, e (d) Y negativo, considerando um carregamento uniforme

das duas paredes condicionantes P18, segundo X, e P19, segundo Y, são apresentadas na Figura 8 e Figura 9, respectivamente, para o deslocamento último considerado, dependendo do tipo de ligações. Quando modelada em agregado, a Unidade 2 apresenta valores de resistência muito semelhantes para os dois tipos de ligações, perfeita e parcial. Nestes casos, segundo a direção X, ocorre uma perda de resistência devido ao colapso da Unidade 1, levando a uma redução das forças horizontais aplicadas no modelo numérico, que são controladas pelo deslocamento do nó de controlo (localizado em cada passo da análise na parede com maior deslocamento). Após o colapso da Unidade 1, o modelo do agregado não consegue recuperar a resistência perdida, finalizando a análise sem atingir o colapso da Unidade 2.

Na direção Y, os modelos em agregado apresentam todos uma capacidade de deformação superior ao modelo isolado. Enquanto no modelo isolado ocorre o colapso por *soft-storey* da parede divisória entre as Unidades 1 e 2 (P19), com alguns elementos a colapsarem por corte. No caso dos modelos em agregado, o colapso ocorre também em paredes de elevada esbelteza por flexão, aumentando a capacidade de deformação.

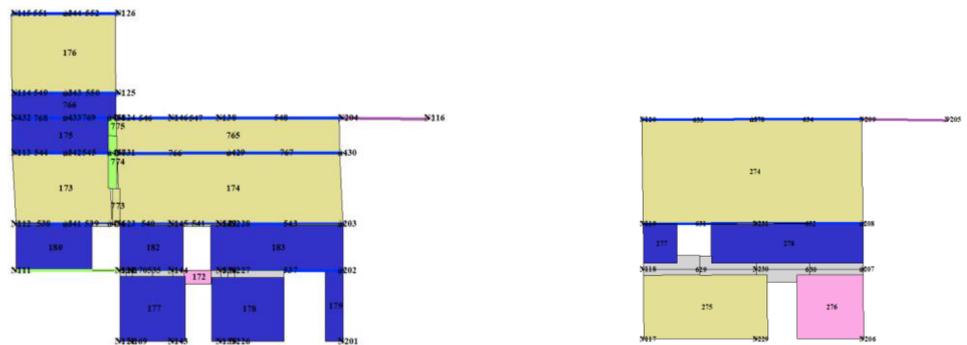
O modo de colapso observado na Figura 8 para a direção X mostra concentração de danos na parte superior da parede P18 quando modelada em agregado e no piso térreo quando modelada isoladamente. Para além disso, existe também uma mudança de concentração de danos na parede 32 quando a Unidade 2 é modelada em agregado com elementos de ligação parcial e



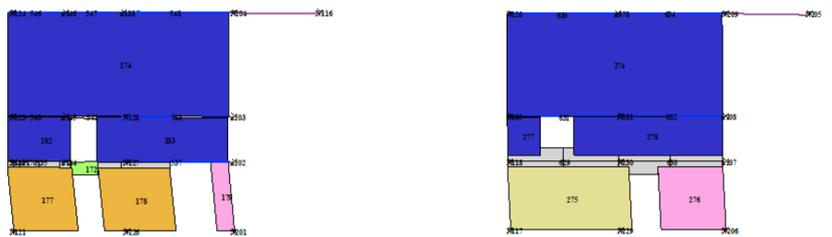
Ligações Perfeitas



Ligações Parciais



Isolado



- Não Danificado
- Colapso ao Corte
- Colapso à Flexão
- Colapso à Tração
- Danos por Corte
- Danos por Flexão
- Colapso à Compressão
- Colapso durante fase elástica

Figura 8 Comparação do padrão de danos das paredes 18 e 32 no deslocamento último da análise pushover em X negativo

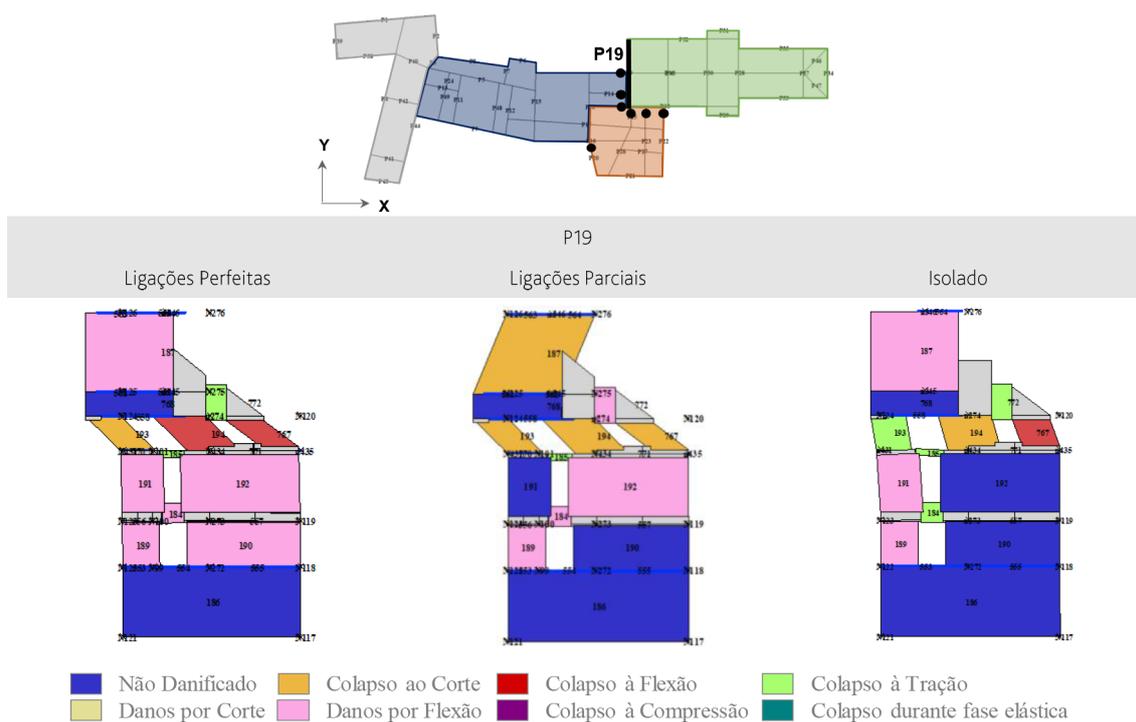


Figura 9 Comparação do padrão de danos da parede 19 no deslocamento último da análise pushover em Y negativo

quando tem ligações perfeitas. Na Figura 8 observa-se ainda que os lintéis conectores estão sob forças de tração (parede 18), o que significa que a Unidade 1 apresenta deslocamentos superiores aos da Unidade 2, criando um intervalo entre as duas unidades quando empurradas da direita para a esquerda, como tão comumente acontece em agregados. O fenómeno ocorre devido à diferente rigidez das unidades.

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 e da análise da distribuição de danos para o deslocamento último, como também concluído por Angiolilli *et al.* [7]. 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 ligação adotado, e modelar o edifício como isolado.

4 Conclusões

Foi realizado um estudo para modelar edifícios agregados complexos através do Método de Pórticos Equivalentes (EFM), tendo parte do 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. Quatro unidades individuais dentro do agregado foram modeladas tanto de forma isolada como em agregado. O nível de ligação entre as unidades foi examinado, assumindo ligações monolíticas perfeitas ou ligações mais fracas com propriedades de

alvenaria de pedra ordinária à compressão e sem resistência à tração.

No modelo com ligações 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 que apenas resistem à compressão, permitindo a separação das unidades e o esmagamento. O estudo também explorou o efeito do agregado com alturas de pavimento diferentes, dividindo os nembos envolventes à altura da interação.

Análises estáticas não lineares foram realizadas com o objetivo de investigar a resposta no plano das ligações entre unidades estruturais. As curvas de capacidade determinadas para a Unidade 2 (capela) revelaram diferenças significativas no comportamento entre modelos isolados e em agregado, embora o impacto dos diferentes tipos de ligação fosse menos pronunciado nas curvas, mas apresentando diferenças na distribuição de danos das paredes. As conclusões são semelhantes em termos de capacidade resistente para a direção longitudinal e transversal, relativamente à comparação entre modelo isolado, agregado com ligações parciais e ligações perfeitas. O efeito do agregado levou à obtenção de curvas de capacidade da Unidade 2 com valores de resistência inferiores aos dos modelos isolados. Na direção longitudinal, as resistências dos modelos em agregado com ligações perfeitas e parciais foram em média inferiores à resistência do modelo isolado, aproximadamente 28% e 33%, respetivamente, e na direção transversal de 50% e 48%, respetivamente. Relativamente à capacidade de deslocamento último, notou-se uma diminuição em média de 27% e 41% na direção longitudinal quando a unidade está inserida no agregado

com ligações perfeitas e parciais, respetivamente. Por oposição, na direção transversal, o efeito do agregado aumentou a capacidade de deslocamento último do agregado em 241% e 290% com ligações perfeitas e parciais, respetivamente. Para além disso, o estudo sugeriu que o efeito agregado, com lintéis de ligação entre as unidades, representa um padrão de danos mais preciso.

Por fim, estudos futuros adicionais deverão explorar métodos alternativos simplificados para modelar ligações entre unidades estruturais sem que seja necessário modelar a totalidade das unidades adjacentes num agregado.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Eng. Daniel Silva pela oportunidade de estudarem o Palácio Nacional de Sintra, facilitando sempre a comunicação entre a equipa de investigação e gerência do palácio, e ao Dr. Cláudio Marques por toda a ajuda prestada como especialista na história do monumento. Os autores gostariam ainda de reconhecer o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia por meio de uma bolsa de doutoramento [SFRH/BD/145571/2019] e do projeto UIDB/04625/2020 do CERIS.

Referências

- [1] Guerreiro, L.; Azevedo, J.; Proença, J.; Bento, R.; 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.; 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.; 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.; 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.; 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.; Degli Abbatì, 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.; 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.; 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.; 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.ijdrr.2021.102172
- [14] prEN 1998-3 (2022) – Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges*. Brussels: European Committee for Standardization, Brussels, 2022.
- [15] 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>
- [16] 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
- [17] 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

Análise sísmica de edifícios pré-fabricados com solução de sistema híbrido madeira/betão CREE

Seismic analysis of buildings built with CREE prefabricated timber-hybrid construction system

Miguel Pires
João Morgado Eira

Resumo

CREE (Creative Resource Energy Efficiency) 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 (Creative Resource Energy Efficiency) 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 / Diafragma / Ligações / Misto / Madeira

Keywords: Prefabrication / Diaphragm / Connections / Hybrid / Timber

Miguel Pires

Mestre em Engenharia Civil
Topbim - Digital Construction, Lda
Braga, Portugal
miguel.pires@topbim.pt

João Morgado Eira

Mestre em Engenharia Civil
Topbim - Digital Construction, Lda.
Braga, Portugal
joao.eira@topbim.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

PIRES, M. [et al.] – Análise sísmica de edifícios pré-fabricados com solução de sistema híbrido madeira/betão CREE. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 81-90. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-007>

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 CO₂ 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

O sistema CREE é composto por três componentes principais (Figura 1):

- painéis de fachada aos quais são acoplados pilares de madeira lamelada colada com secções transversais cujas dimensões rondam tipicamente os 240 a 320 mm;
- pórtico central pré-fabricado em estrutura metálica ou estrutura em betão armado;
- 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 (Figura 2). Núcleos rígidos,

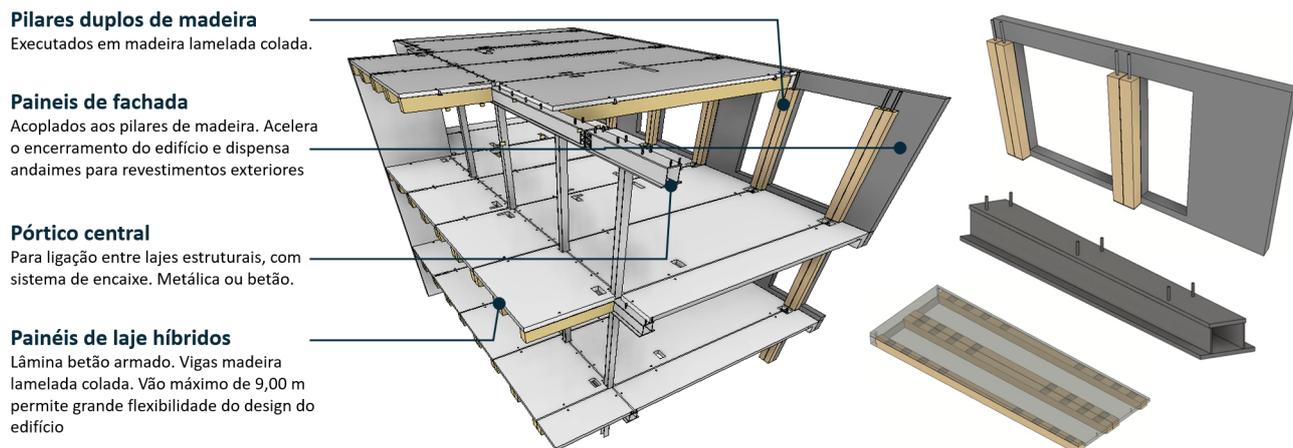


Figura 1 Componentes do sistema CREE

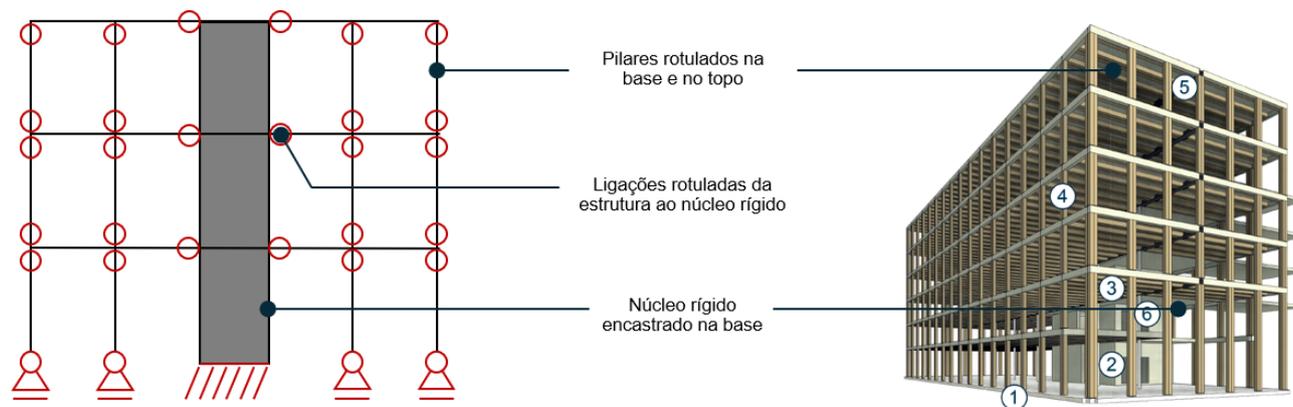


Figura 2 Princípio geral de funcionamento estrutural do sistema CREE

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).

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 Eurocódigo 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 $0,05 L_x$, sendo L_x 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 Figura 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.

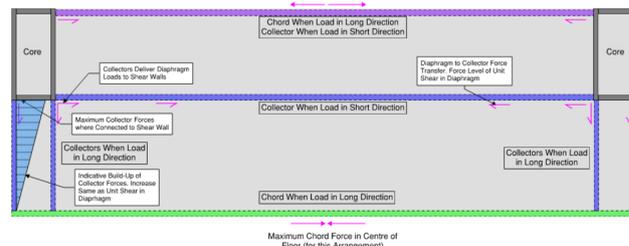


Figura 3 Planta estrutural de um piso exemplificativa de um diafragma simples

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.

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.

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.

4.1 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 (Figura 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.

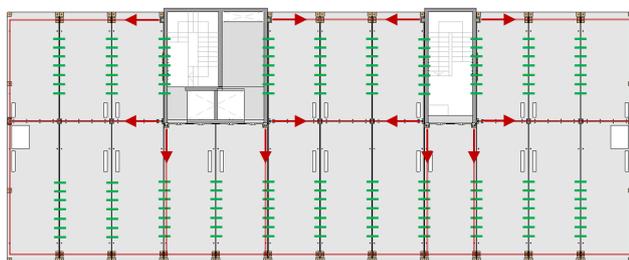


Figura 4 Conectores de diafragma: tirantes perimetrais e conectores de corte entre lajes

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 (Figura 5).

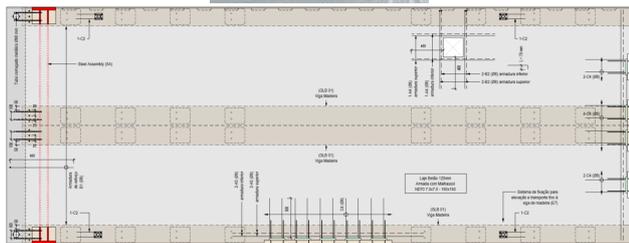


Figura 5 Conectores de diafragma: tirantes perimetrais e conectores de corte entre lajes

4.3 Conectores de corte entre painéis de laje CREE

4.3.1 Junta indentada

Uma junta indentada (Figura 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.

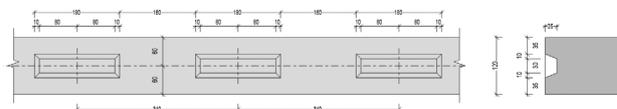


Figura 6 Junta indentada na interface lateral entre painéis de laje CREE

4.3.2 Pfeifer Slimbox

A VS Slimbox (Figura 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.



Figura 7 Pfeifer VS Slimbox na interface entre painéis de laje CREE

4.3.3 Outros tipos de conexão

Outras soluções (Figura 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.

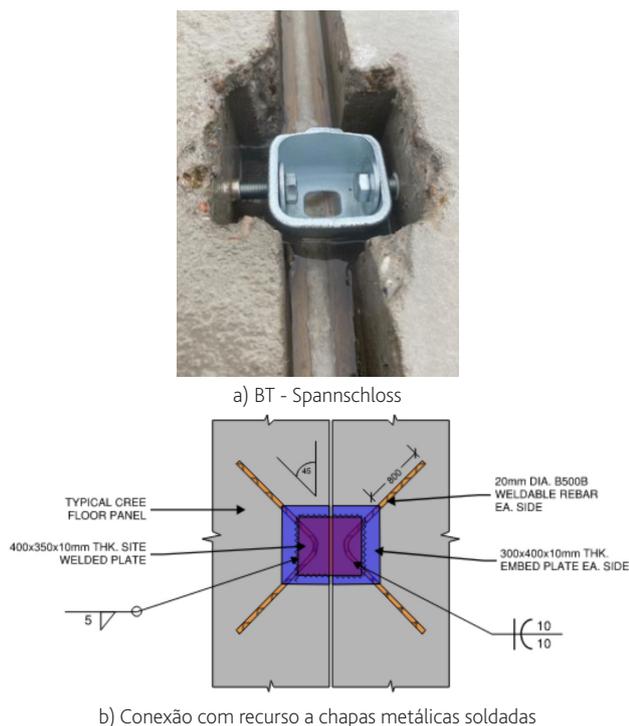


Figura 8 Outros tipos de conectores de corte entre painéis de laje CREE

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 flectores 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 Figura 9. A envolvente dos três casos de carga deve ser considerada para efeitos do dimensionamento do diafragma.

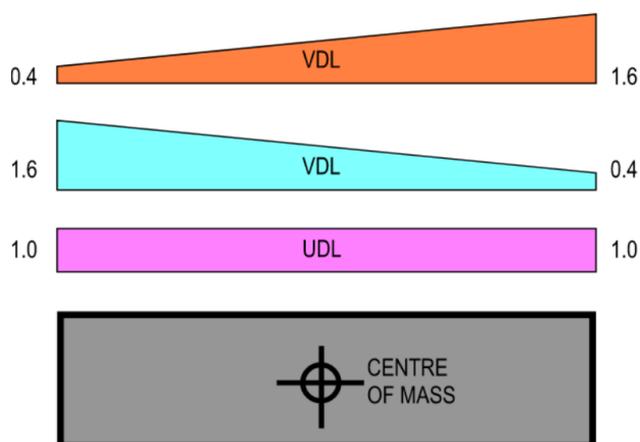


Figura 9 Conectores de diafragma: tirantes perimetrais e conectores de corte entre lajes

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, γ_{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 (Figura 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.

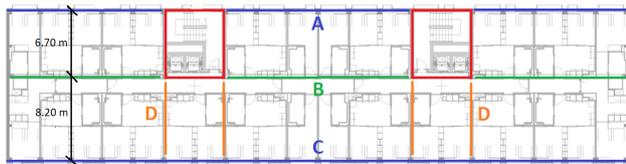


Figura 10 Planta do piso tipo do edifício alvo de estudo

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 (Figura 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 kN : 60,70 m = 46,00 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.

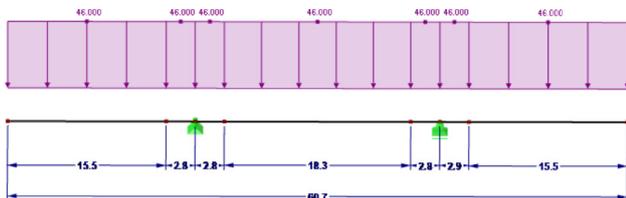


Figura 11 Modelo simplificado com aplicação da carga linear. Direção Y

5.4 Resultados

A envolvente 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).

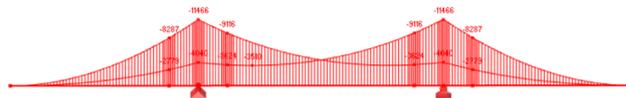


Figura 12 Envolvente de momentos fletores para três esquemas de carregamento. Y

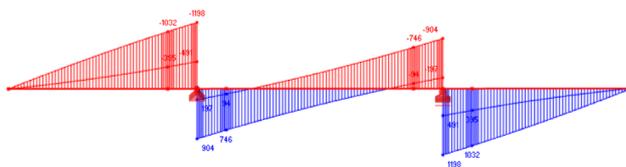


Figura 13 Envolvente de esforços corte para três esquemas de carregamento. Y

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 kN : 815 m² = 3,42 kN/m². A multiplicação deste valor de carga unitária pelas áreas de influência marcadas na Figura 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.

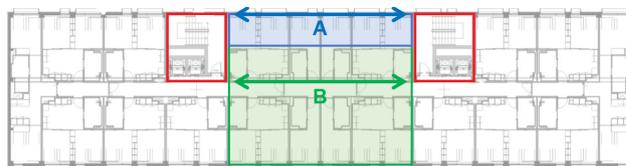


Figura 14 Estimativa da força de tração instalada nos coletores A e B. Sismo direção X

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 kN / 14,90 m = 69 kN/m. O coletor D tem comprimento igual a 8,20 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 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.

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).

Metodologia para avaliação de desempenho combinado sísmico e energético para paredes de alvenaria de enchimento

A new framework for combined seismic and energy performance assessment of masonry infill walls

André Furtado
Hugo Rodrigues

Resumo

O estudo do comportamento sísmico de 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 tem uma contribuição significativa na eficiência energética dos edifícios. É fundamental identificar os cenários onde deve ser prioritário realizar o reforço sísmico ou reforço energético de forma independente ou o reforço integrado sísmico e 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 infill walls located on the façades of buildings has been the subject of special attention from the international scientific community in recent years, motivated by observations made in post-earthquake damage reconnaissance missions. At the same time, walls make a significant contribution to the energy efficiency of buildings. It is essential to identify the scenarios in which it should be a priority to carry out seismic reinforcement or energy reinforcement independently or integrated seismic and energy reinforcement. Based on this motivation, this paper aims to present a methodology that will allow the identification of priority regions and reinforced concrete buildings in Portugal for the three different types of reinforcement. In addition, a new combined seismic and energy performance matrix for infill walls will be presented, which will allow the type of reinforcement required to be identified.

Palavras-chave: Paredes de Enchimento / Comportamento sísmico para fora-do-plano / Eficiência energética / Avaliação de desempenho

Keywords: Masonry infill walls / Out-of-plane seismic behaviour / Energy performance / Performance assessment

André Furtado

Professor Auxiliar
CERIS – Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
 0000-0003-1215-8051
andre.furtado@tecnico.ulisboa.pt

Hugo Rodrigues

Professor Associado
RISCO – Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
 0000-0003-1373-4540
hrodrigues@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FURTADO, A. [et al.] – Metodologia para avaliação de desempenho combinado sísmico e energético para paredes de alvenaria de enchimento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 91-100.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-008>

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, também, trouxeram à luz o potencial para impactos catastróficos mesmo em estruturas de Betão Armado (BA) que foram projetadas de acordo com regulamentos sísmicos mais recentes, 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 dimensionamento 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 envolturas/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 que tem como objetivo 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 envolturas 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 envolturas 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 envolturas 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 (Figura 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).

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_{max} 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 U_{max} das paredes exteriores são 0.50, 0.40 e $0.35W/(m^2 \cdot ^\circ C)$ para as zonas

climáticas de inverno tipo W_1 , W_2 e W_3 , 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 Figura 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.

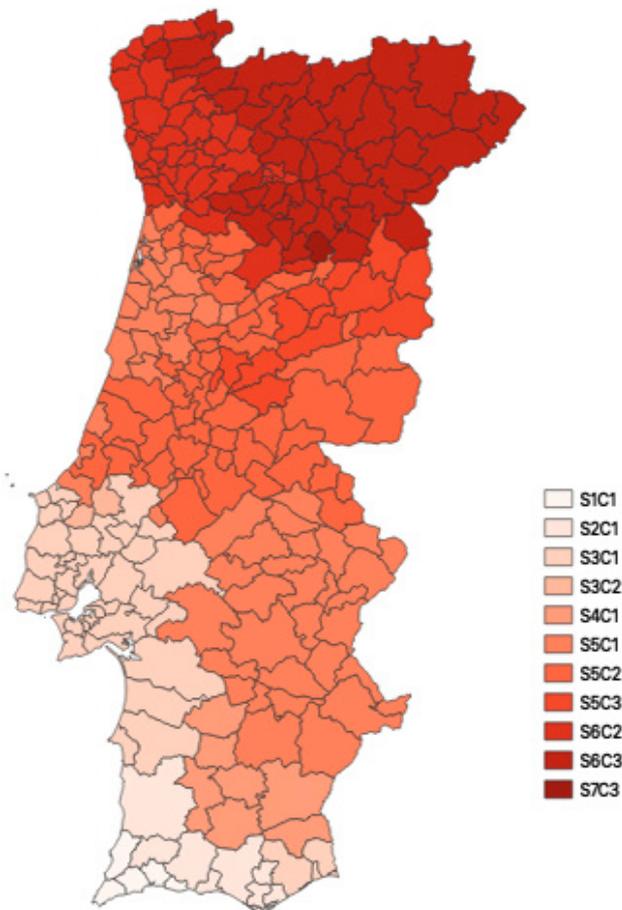


Figura 2 Mapa de zonamento SC de Portugal (continental)

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.

Tabela 1 Resumo dos valores de a_{gr} e U_{max} para cada zona SC

Zona SC	a_{gr} (m/s ²)	U_{max} (W·m ⁻² ·K ⁻¹)
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 Figura 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.

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

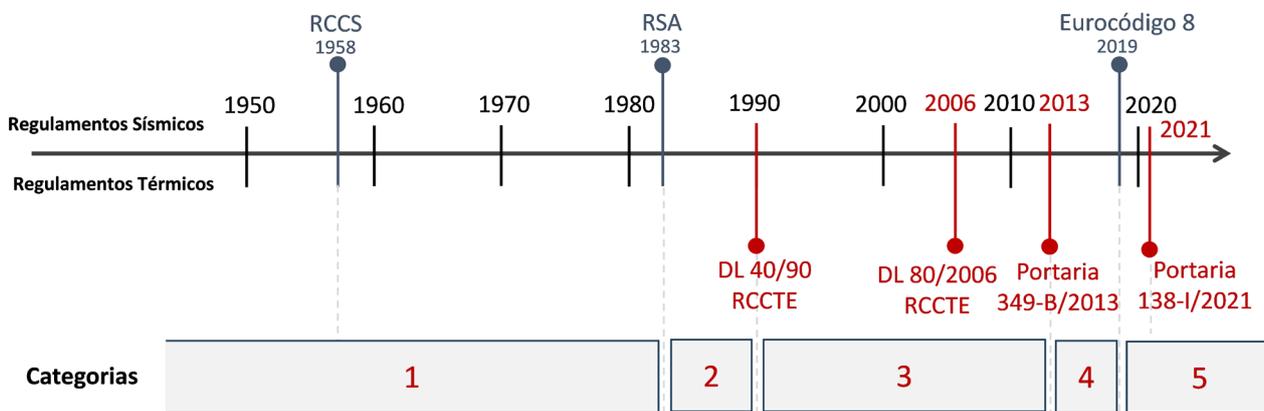


Figura 3 Cronologia da regulamentação sísmica e térmica em Portugal

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) DL 80/2006 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

Tabela 3 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

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.

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 Figura 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

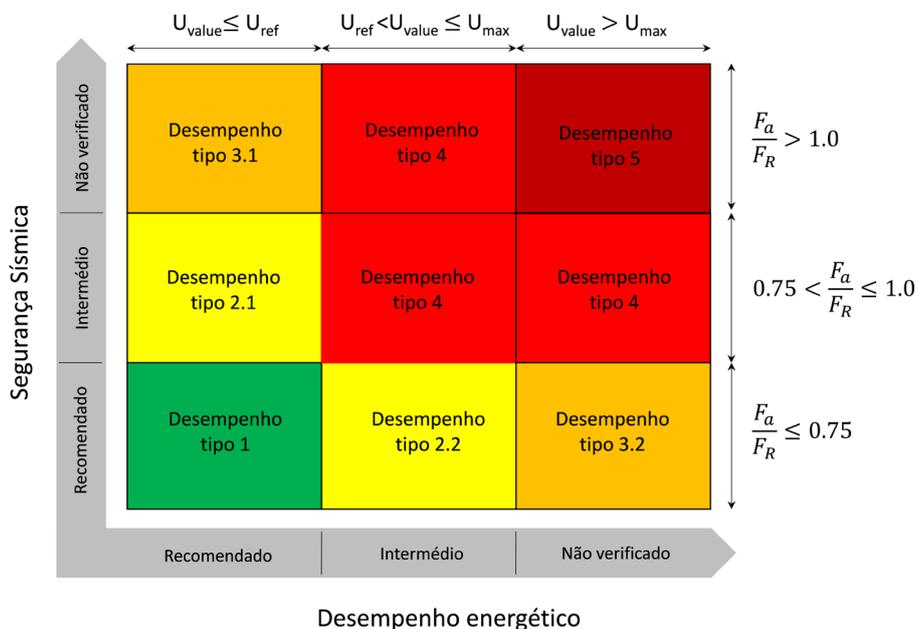


Figura 4 Matriz de avaliação de desempenho combinado

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.

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 Figura 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



Figura 5 Indicação do tipo de reforço recomendado

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.

3 Conclusões

A elevada 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 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, onde se pretende combinar as componentes funcionais (energética) com a componente de segurança à ação sísmica, visando tornar as envolventes de edifícios de BA mais seguras e eficientes. 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.

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].

Referências

- [1] Qu, Z.; Wang, F.; Chen, X.; Wang, X.; Zhou, Z. – "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] Okamura, M.; Bhandary, N.P.; Mori, S.; Marasini, N.; Hazarika, H. – "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] Rai, D.C.; Singhal, V.; Raj S, B.; Sagar, S.L. – "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](https://doi.org/10.1080/19475705.2015.1084955).
- [4] Crowley, H. *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](https://doi.org/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] Braga, F.; Manfredi, V.; Masi, A.; Salvatori, A.; Vona, M. – "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](https://doi.org/10.1007/s10518-010-9205-7).
- [7] De Risi, M.T.; Del Gaudio, C.; Verderame, G.M. – "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>.

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

Non-linear seismic response of a 300 m high arch dam. Seismic safety verifications (OBE and MDE) for different water level values

Sérgio Oliveira
André Alegre
Rafael Ramos
Jorge Proença
Paulo Mendes

Resumo

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 2,6 g em 13 s). Analisam-se cenários com diferentes cotas de água na albufeira. Os cálculos numéricos são efetuados utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA5.0*, 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 2,6 g in 13 s). Scenarios with different reservoir water levels are analysed. The numerical computations are carried out using the finite element program *DamDySSA5.0*, 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

Keywords: Arch dam / Non-linear seismic response / Damage models / Joint movements / Seismic safety verification

Sérgio Oliveira

Investigador Principal
Departamento de Barragens de Betão
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
 0000-0003-3309-5897
soliveira@lnec.pt

André Alegre

Project Engineer
Kinematics Inc.
Pasadena, USA
 0000-0001-8324-7559
afa@kmi.com

Rafael Ramos

Bolseiro de doutoramento
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0009-0007-4354-6694
rafael.manuel.ramos@tecnico.ulisboa.pt

Jorge Proença

Professor Associado
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0001-6308-7228
jorge.m.proenca@tecnico.ulisboa.pt

Paulo Mendes

Professor Coordenador
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Instituto Politécnico de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0002-4833-5091
pmendes@dec.isel.ipl.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

OLIVEIRA, S. [et al.] – 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. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 101-112. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-009>

1 Introdução

A análise da segurança estrutural de barragens abóbada é indispensável devido ao elevado risco potencial inerente a este tipo de obras, pelo que é essencial garantir a sua segurança em condições normais de funcionamento e durante/após eventos excecionais, como sismos. 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, para previsão do desempenho sísmico das novas barragens [4], mas também para reavaliação da segurança de barragens mais antigas em exploração, por exemplo para 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, em particular tendo em conta a conceção especial deste tipo de obra, que são estruturas curvas e usualmente bastante esbeltas, com espessura reduzida no topo e juntas verticais entre blocos adjacentes. Além disso, um fator importante a ter em consideração é o fato de a cota de água na albufera variar ao longo da vida útil da obra; como se sabe, as variações do nível da albufera 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, os movimentos da barragem podem resultar em movimentos de abertura/fecho das juntas [8,9] e, simultaneamente, em 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 artigo centra-se no estudo do desempenho sísmico de uma grande barragem abóbada, considerando a utilização de modelos avançados de elementos finitos para a análise sísmica não-linear. As simulações numéricas são realizadas utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA5.0* (secção 2), e os resultados são apresentados para um modelo computacional de uma barragem abóbada de dupla curvatura com cerca de 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 *DamDySSA5.0* é um programa de EF3D (hexaedros de 20 nós) desenvolvido pelos autores do deste trabalho para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira. A mais recente versão do programa permite simular a albufeira com base em dois tipos abordagem: (i) utilizando elementos finitos fluidos de pressão para discretização da albufeira, permitindo assim considerar os efeitos da interação dinâmica barragem-albufeira e a propagação das ondas de pressão na água [15], ou (b) utilizando um modelo clássico de massas de água associadas, baseada na solução proposta por Westergaard [16] e considerando 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 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 *DamDySSA5.0* (Figura 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 baseado no método de Newmark que permite resolver a equação dinâmica do sistema barragem-fundação-albufeira e, assim, calcular a sua

resposta estrutural (deslocamentos e tensões). Para simulação o comportamento estrutural não-linear, o algoritmo de integração no tempo é combinado com um método iterativo de redistribuição de tensões [17], utilizando (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].

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-albufeira e as principais propriedades dos materiais são apresentadas na Figura 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 também introduzidos na malha da barragem um total e 813 elementos de interface para simular as juntas de contração verticais.

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 $E = 25$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$. O peso específico do betão é $\gamma = 24$ kN/m³, 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 *DamDySSA5.0*. Neste estudo considerou-se

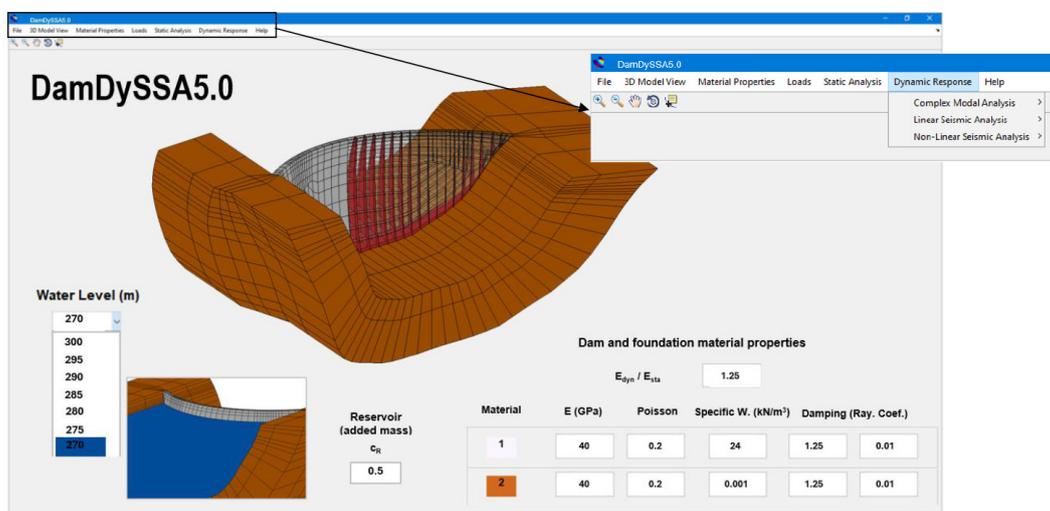


Figura 1 *DamDySSA5.0*: programa de elementos finitos para cálculo dinâmico linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira

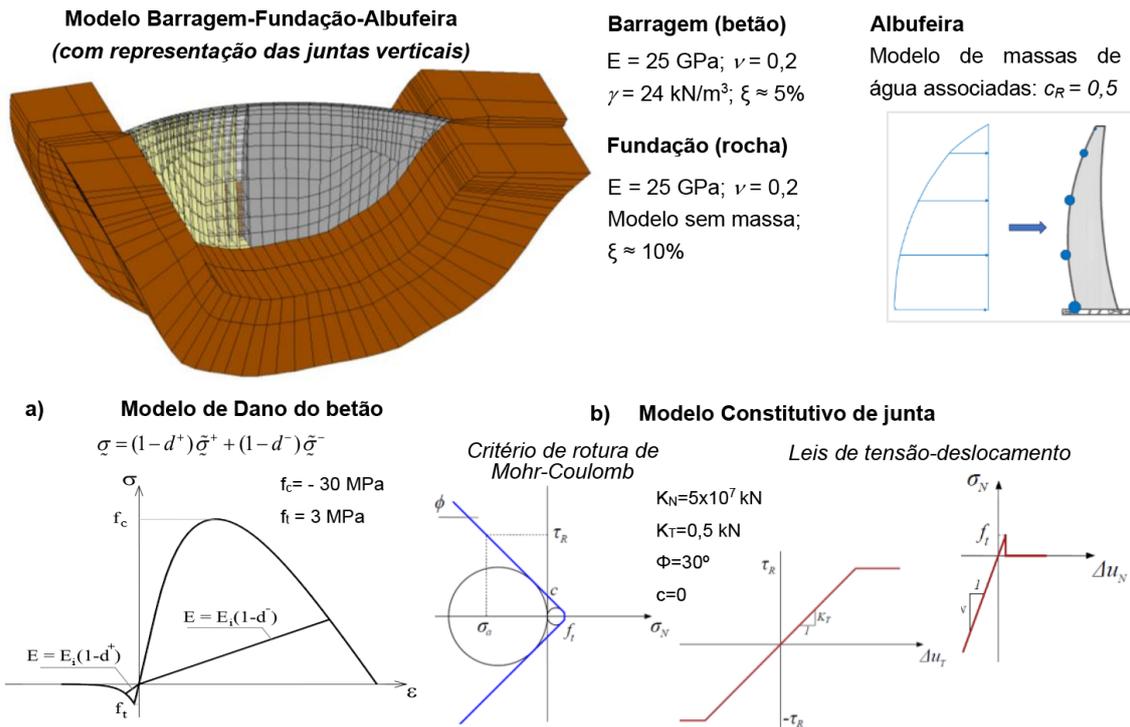


Figura 2 Malha de elementos finitos e propriedades dos materiais do sistema barragem-fundação-albufeira. Modelos não-lineares: a) modelo constitutivo de dano para o betão e b) modelo constitutivo para juntas verticais

amortecimento de Rayleigh 5% na barragem e de 10% na fundação, na banda 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 definidas como rigidez normal $K_N = 5 \times 10^7 \text{ kN/m}$ e de corte $K_T = 2,5 \times 10^7 \text{ kN/m}$, ângulo de atrito $\phi = 30^\circ$, e coesão nula $c = 0$.

4 Resposta sísmica não-linear e verificação da segurança com base no método ETA

Nesta secção apresenta-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 cotas 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 com o programa *DamDySSA5.0*, para uma combinação de ações (Figura 3) envolvendo (a) o peso próprio da barragem (PP), (b) a pressão hidrostática da albufeira (PH) para as três cotas de água (PH_{300} , PH_{270} e PH_{240}), e (c) e a ação sísmica $Sismo_{ETA}$, dada por um acelerograma sísmico gerado de intensidade linearmente crescente (até cerca de 2,6 g 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 à compressão (a_d^-), sendo que estes limites representam as acelerações máximas que a barragem consegue suportar sem apresenta estados de dano inaceitáveis. Nesse sentido, adotam-se critérios de desempenho sísmico de modo a satisfazer os requisitos definidos pela ICOLD para as grandes barragens de betão para o 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

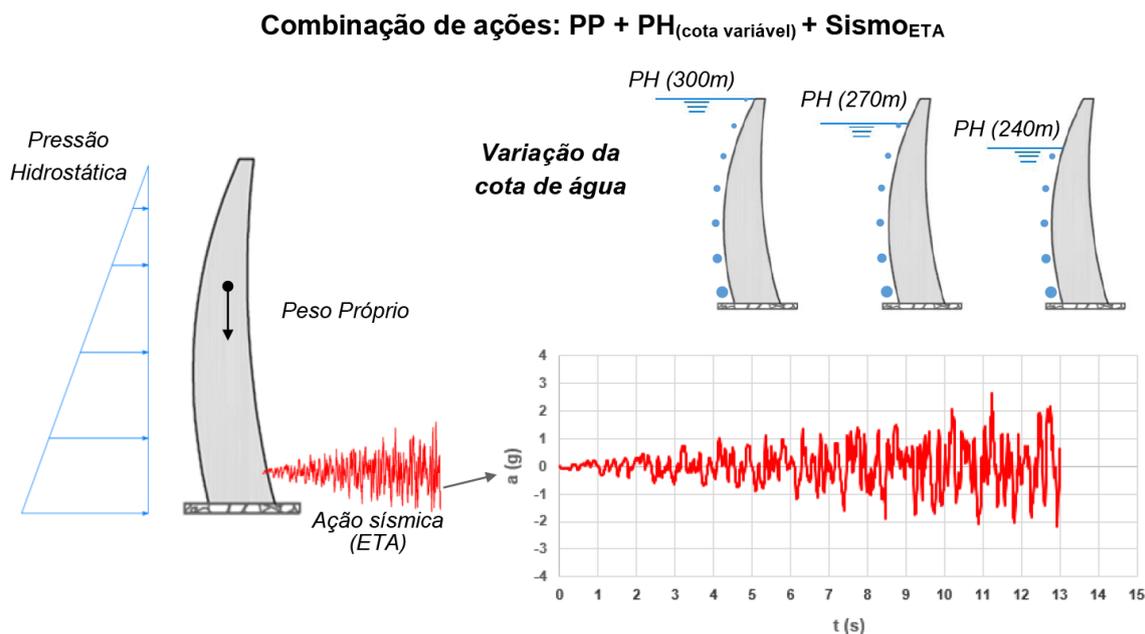


Figura 3 Definição da combinação de ações utilizada na análise da resposta sísmica e respetivas cotas de água consideradas

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.

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 Figura 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 a albufeira 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 Figura 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, 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 Figura 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 0,8 g). 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 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

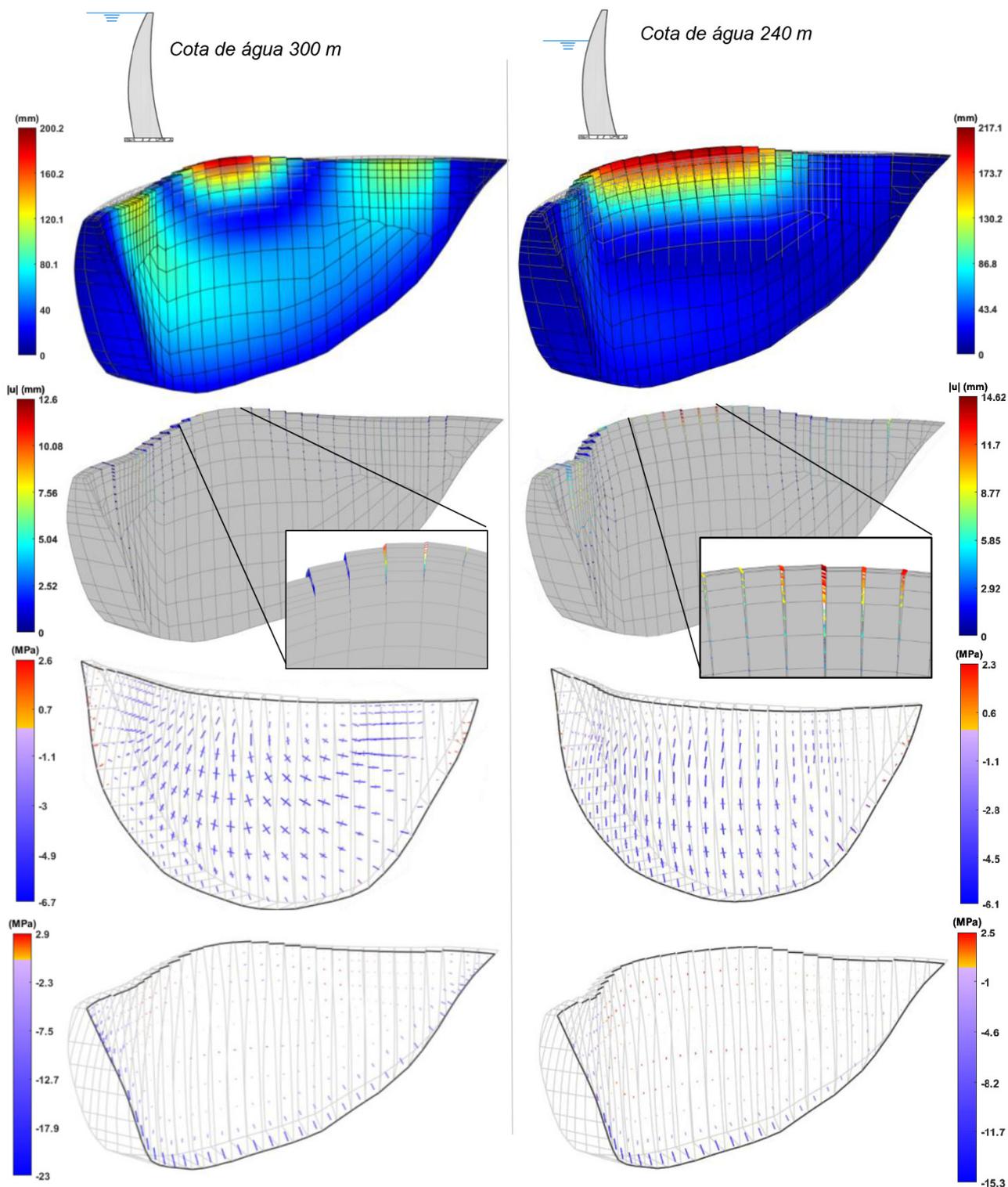


Figura 4 Resposta sísmica não-linear para a combinação PP + PH + Sismo_{ETA}. Deslocamentos, movimentos de juntas e tensões no instante t_m . Resposta até $t = 2$ s (0,4 g)

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 Figura 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 aos 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

(Figura 6 e Figura 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 surgem ao longo da inserção, no contacto barragem-fundação. 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 0,3 g), verifica-se uma progressão gradual dos danos, uma vez que as tensões verticais nas consolas aumentam devido

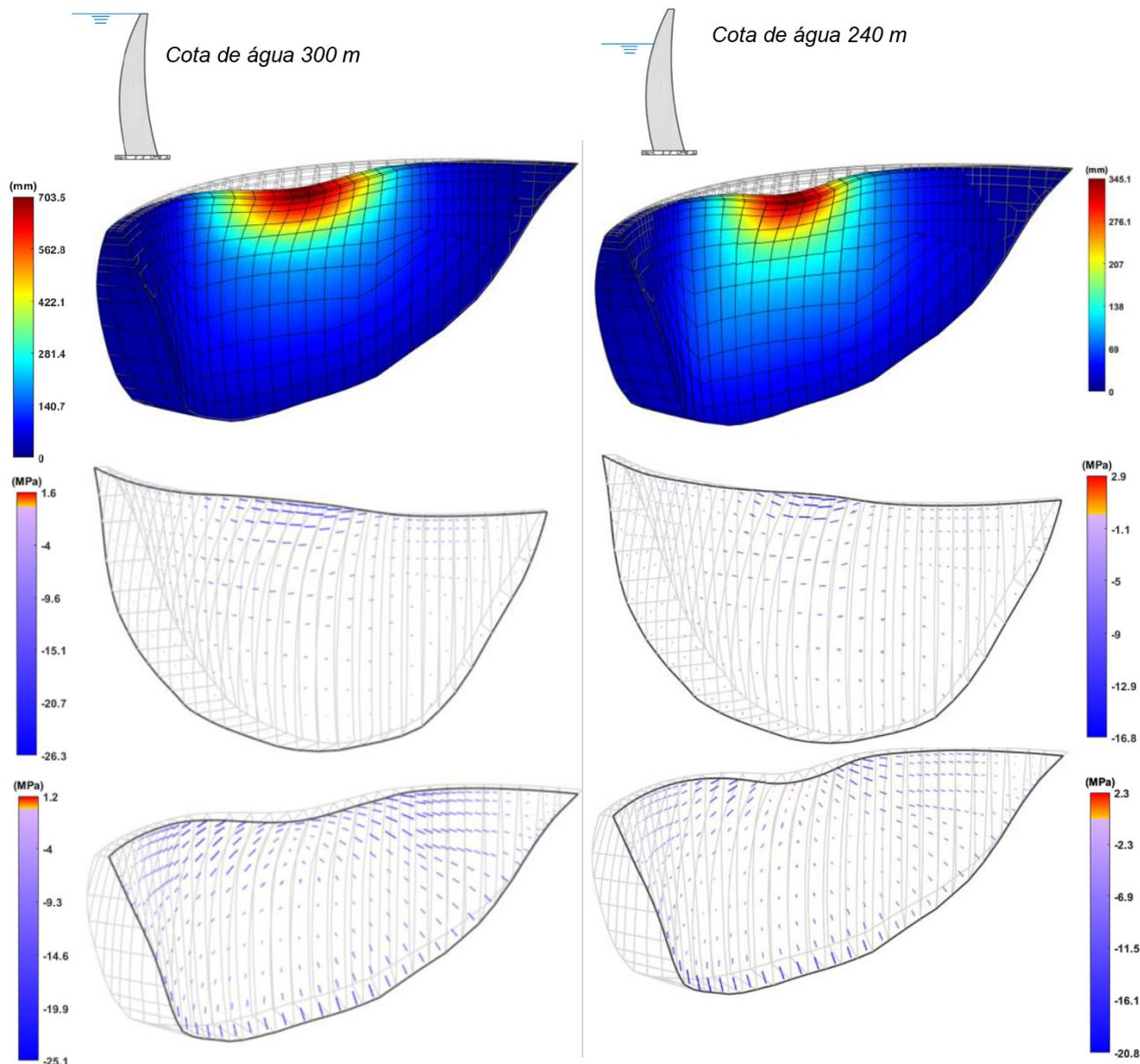


Figura 5 Resposta sísmica não-linear para a combinação PP + PH + Sismo_{ETAs}. Deslocamentos, movimentos de juntas e tensões no instante t_j . Resposta até $t = 4$ s (0,8 g)

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 0,3 g 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 0,4 g, 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

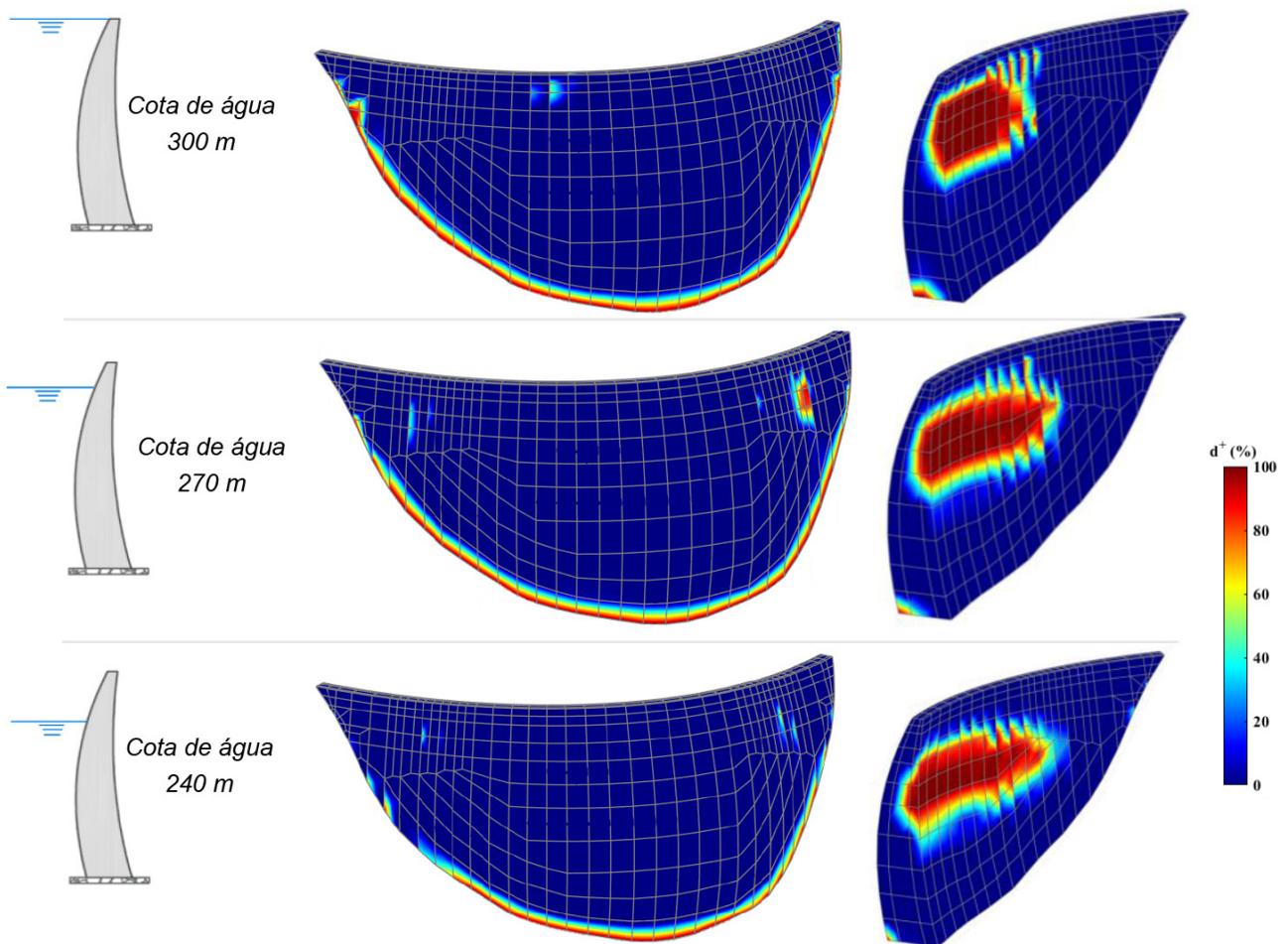


Figura 6 Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à tração para 3 cotas de água: instante $t = 1,5$ s (0,3 g)

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 0,3 g 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.

Relativamente aos resultados dos danos à compressão (d^+), é de salientar que, para a situação da albufeira na cota máxima, não há

roturas por compressão até $t = 9$ s, o que corresponde a acelerações máximas da ordem de 1,8 g (Figura 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,

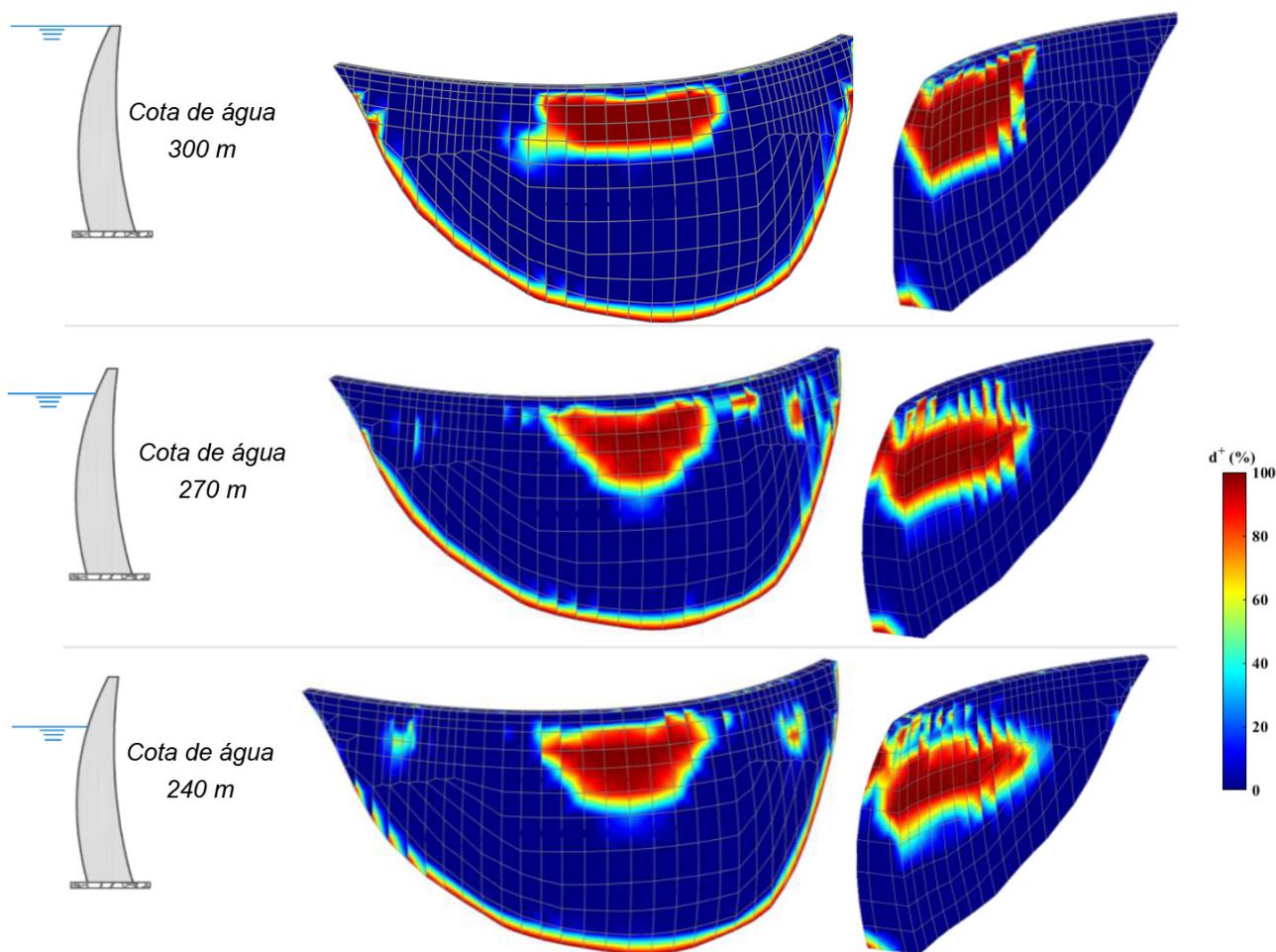


Figura 7 Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à tração para 3 cotas de água: instante $t = 2$ s (0,4 g)

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 (Figura 9), verifica-se que ocorreu um aumento gradual importante das tensões de compressão e, conseqüentemente, dos danos, nas zonas referidas acima. Neste caso, é de referir a ocorrência de esmagamentos por compressão ($d^+ = 100\%$) 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 (2,6 g) e para a situação mais condicionante (ou seja, a situação de albufeira cheia), os valores as roturas por compressão ocorrem apenas em zonas superficiais, não se propagando de montante a jusante em zonas chave da obra, não levando assim a uma possível situação de colapso. Como tal, os resultados apresentados neste tudo permitem concluir que o limite de resistência associado ao dano à compressão (verificação da segurança para o SMP) será

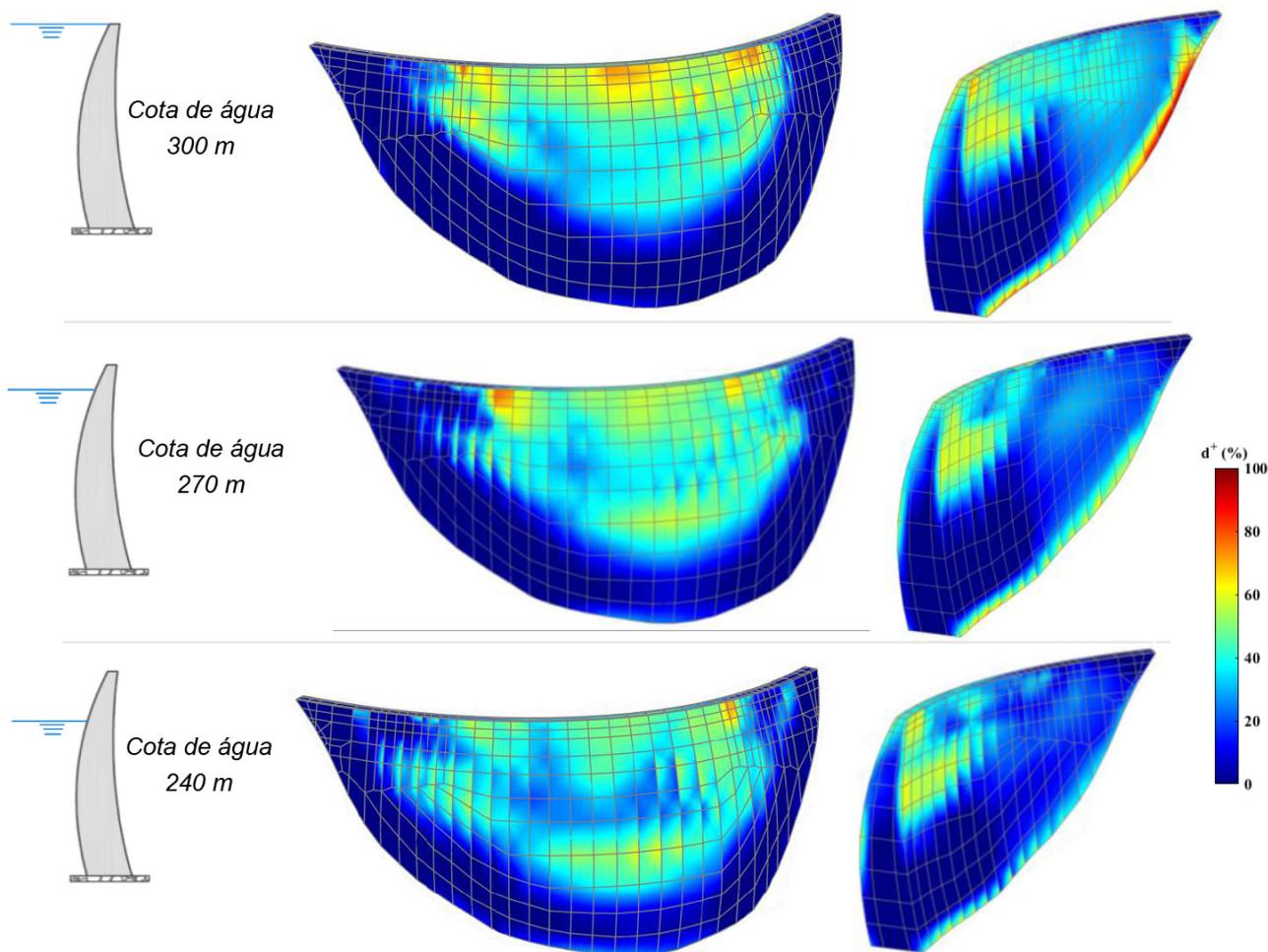


Figura 8 Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à compressão para 3 cotas de água: instante $t = 9$ s (1,8 g)

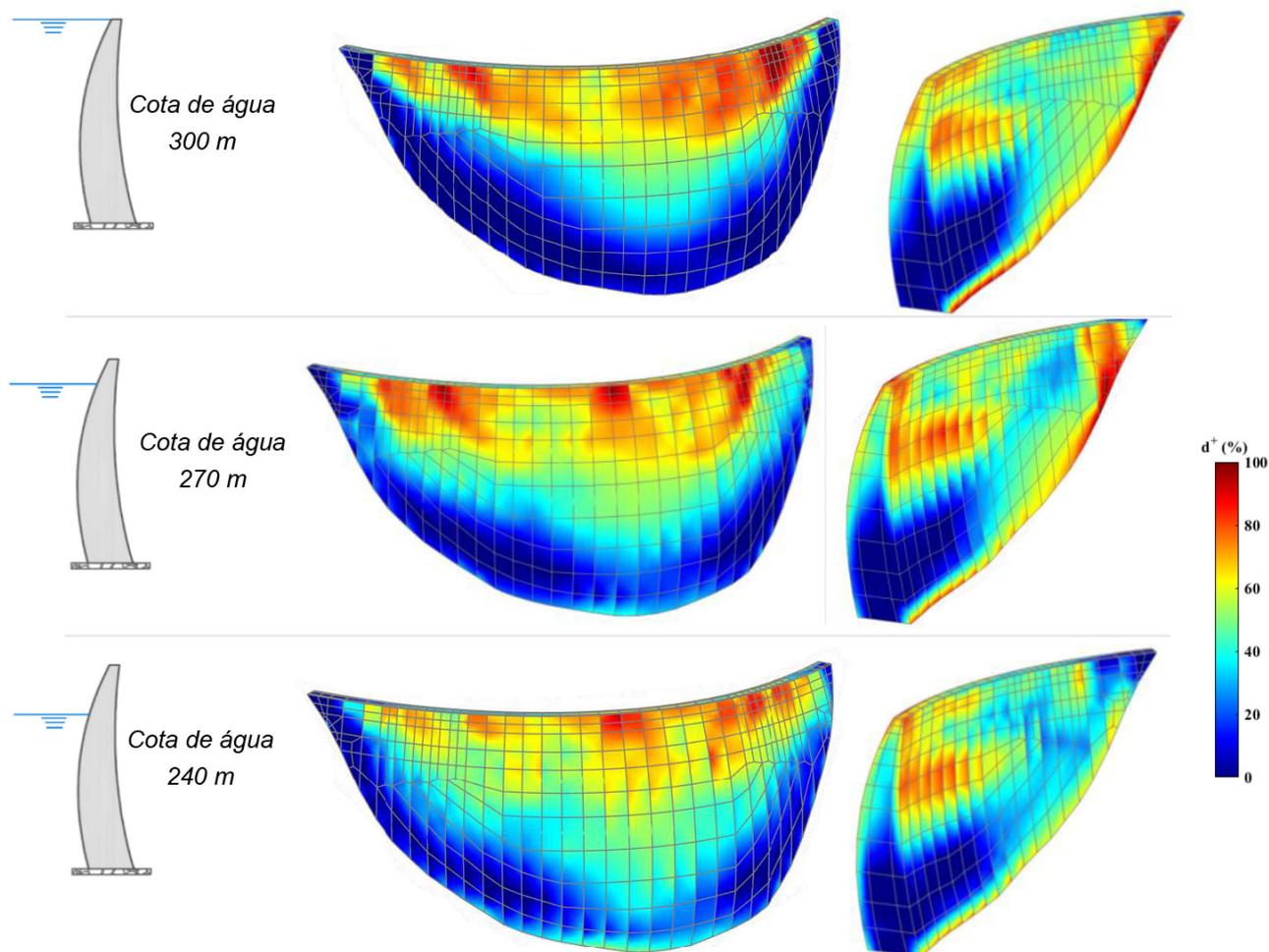


Figura 9 Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à compressão para 3 cotas de água: instante $t = 13s$ (2,6 g)

superior a 2,6 g mesmo para o cenário mais condicionante de albufeira cheia, o que permite mostrar a impressionante capacidade resistente de uma barragem com 300 m de altura.

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, e (b) um modelo constitutivo de dano para simular o comportamento do betão até à rotura, tanto à tração como à compressão.

Primeiramente analisou-se a resposta sísmica da obra para a água à cota do coroamento (300 m) e para um nível de água 60 m abaixo do coroamento. Considerando uma aceleração de pico de 0,4 g a análise da resposta em termos de deslocamentos, tensões e aberturas de juntas mostrou 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 verticais de contração 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 que 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 três cenários com diferentes cotas de água na albufeira: 300 m, 270 m e 240 m. Em particular, utilizou-se um acelerograma sísmico gerado com acelerações crescentes até 2,6 g. Para uma aceleração de pico de 0,4 g já ocorrem danos à tração graves na zona central (de montante a jusante) para as situações de água às cotas 300 m e 270 m, o que significa que o critério de desempenho para o SBP não é verificado; para a água à cota 240 m não ocorrem danos à tração de montante a jusante em nenhuma zona do corpo da obra. Quanto aos danos à compressão verifica-se que apenas para acelerações superiores a 2,5 g e para a água às cotas mais elevadas (300 m e 270 m), ocorrem danos à compressão de 100% na zona superior da obra, contudo, em nenhuma secção 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 240 m não ocorre, em nenhuma zona da obra, danos máximos de 100%, nomeadamente é notório para esta cota de água não há significativos danos por compressão na zona dos rins a jusante. Esta zona dos rins sofre significativos danos sísmicos à compressão para cotas de água elevadas.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao LNEC o apoio no enquadramento dos trabalhos e 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), o financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS e a bolsa de doutoramento de Rafael Ramos (2023.00414.BD).

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.; 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.; 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.; 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.; Clough, R.W. (1982) – Non-linear seismic response of arch dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 10 (2), 267-281.

[10] Cervera, M.; Oliver, J.; 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.; 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.; Vafai, A. (2007) – Application of Endurance Time method in linear seismic analysis. *Engineering Structures* 29 (10), 2551-2562.

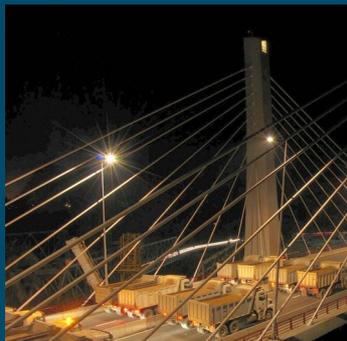
[15] Westergaard, H.M. (1933) – Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 98 (2), 418-433.

[16] Zienkiewicz, O.C.; 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.

[17] 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.

[18] Oliveira S.; 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.; 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.



investigação

inovação

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa, Portugal, criado em 1946, é um instituto público de Ciência e Tecnologia (C&T), com o estatuto de Laboratório de Estado, que desenvolve investigação em todos os domínios da Engenharia Civil, o que lhe confere uma perspetiva única e multidisciplinar.

O LNEC desenvolve atividades de Investigação, Desenvolvimento e Inovação - I&D&I - ligadas à engenharia civil, essencialmente nos domínios das obras públicas, da habitação e urbanismo, do ambiente, da indústria dos materiais, componentes e outros produtos para a construção. A atividade do LNEC visa, no essencial, a qualidade e segurança das obras, a proteção e reabilitação do património natural e construído e a modernização e inovação tecnológica no sector da construção.

Ao longo da sua existência, o LNEC tem desenvolvido a sua atividade em mais de 40 países de todos os continentes, tanto em estudos de I&D&I, com predominância na União Europeia, como em estudos e pareceres orientados para a consultoria tecnológica avançada. Esta atividade de consultoria tecnológica tem incidido num conjunto muito diversificado de obras, nomeadamente: edifícios, pontes, barragens, portos, praias, obras subterrâneas e infraestruturas de transportes, bem como aspetos relacionados com recursos hídricos e ambiente.

cooperação

divulgação





ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

A ATIC - Associação Técnica da Indústria de Cimento, tem como associadas a CIMPOR e a SECIL. Foi criada na década de 60 para promover uma melhor utilização do cimento, e ao seu cariz técnico e científico acresceram aspetos institucionais e de representação da indústria cimenteira nacional. A Indústria Cimenteira é fundamental para a economia local e nacional com um elevado efeito multiplicador na economia: estima-se que por cada euro de valor acrescentado na fileira de cimento e betão são gerados cerca de 3 euros na economia, efeito particularmente relevante para a economia local dado esta indústria estar sediada longe dos centros urbanos. O setor emprega, direta e indiretamente, 5.100 pessoas, e as suas exportações representaram 1,9 mil M€ entre 2005 e 2021, contribuindo assim para o equilíbrio da Balança de Pagamentos. Neste período, a indústria procedeu a investimentos significativos - 224M€ - em medidas de redução do impacto ambiental e em Investigação, Desenvolvimento e Inovação (I&D&I) que se materializaram numa redução superior a 14% nas emissões específicas de CO₂ por tonelada de cimento desde 1990.

Em março de 2021, apresentámos o Roteiro da Indústria Cimenteira para a Neutralidade Carbónica 2050 no qual estão explícitos o compromisso formal e o nosso alinhamento com as metas de descarbonização e sustentabilidade nacionais estabelecidas no Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050 do Governo Português, em consonância com os princípios do Pacto Ecológico Europeu, o qual reconhece que certos setores industriais com utilização intensiva de energia, como as cimenteiras, são indispensáveis para a economia europeia, visto fornecerem várias cadeias de valor fundamentais.

Visite-nos em www.atic.pt.



IABSE

International Association for
Bridge and Structural Engineering

Próximos eventos



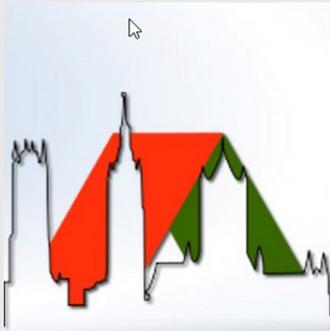
IABSE
Symposium
Tokyo 2025

May 18 - May 21, 2025

Waseda University and Rihga Royal Hotel, Tokyo

on Environmentally Friendly Technologies and Structures - Focusing on Sustainable Approaches

Mais informações em: www.iabse.org/tokyo2025



**IABSE Congress
Ghent 2025**

27 - 29 August 2025

The Essence of Structural Engineering for Society



Mais informações em: www.iabse.org/Ghent2025



SAVE THE DATE

**IABSE SYMPOSIUM
COPENHAGEN 2026**
21-24 APRIL 2026

**Bridging Advanced
Technologies**
-Structural Innovation

Submissão de resumos até março de 2025

Mais informações em: <https://iabse.org/copenhagen2026>

Ângela Nunes recebe Medalha de Mérito do GPBE



A Direção do Grupo Português de Betão Estrutural decidiu atribuir a Medalha de Mérito 2024 à Eng.^a Ângela Nunes para distinguir o nível excecional do seu contributo para o desenvolvimento do Betão Estrutural. A cerimónia de entrega foi integrada no Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL (BE2024), que decorreu, na FEUP, de 13 a 15 de novembro de 2024.



PRÉMIO JOVENS MESTRES 2024

Iniciativa do GPBE que visa premiar as melhores dissertações de mestrado submetidas nos anos letivos de 2022-23 ou 2023-24 no domínio do Betão Estrutural.

O vencedor do Prémio Jovens Mestres 2024 foi:

Rodrigo Luís Santos Teófilo

Modelos de campos de tensões para betão estrutural - Regiões de ligação pilar-viga submetidas a ações cíclicas

Foram ainda atribuídas menções honrosas aos seguintes candidatos:

Alexandre Nunes Correia

Simulação numérica da resposta de estruturas modulares pré-fabricadas em betão a ações horizontais

Nathany Ferreira Müller

Ensaios de caracterização do risco de corrosão em elementos de betão armado da Ponte Edgar Cardoso

Pedro Nuno do Carmo Ferreira

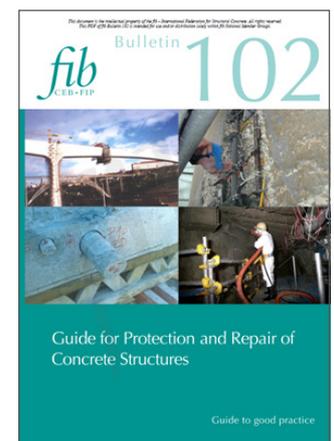
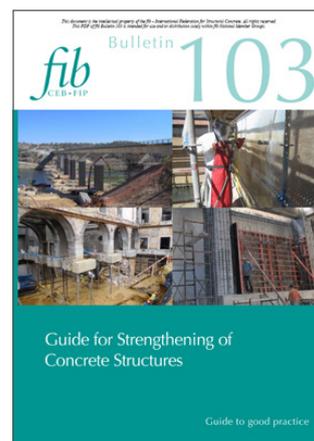
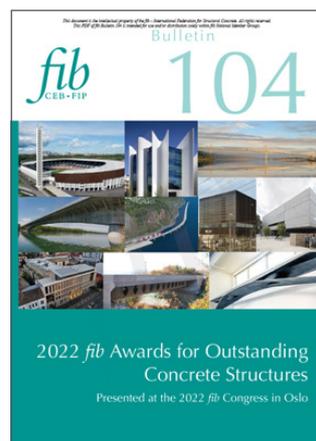
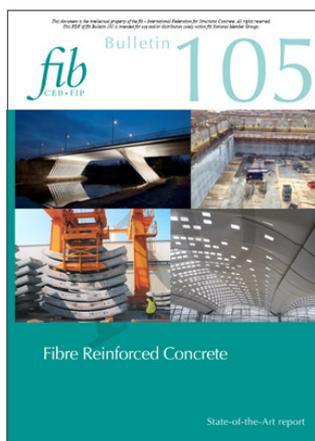
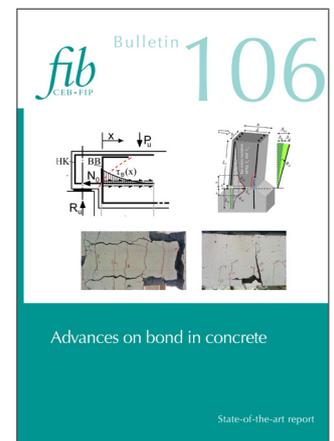
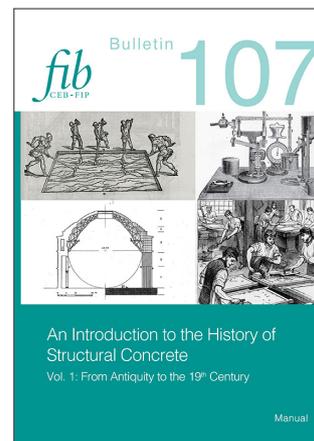
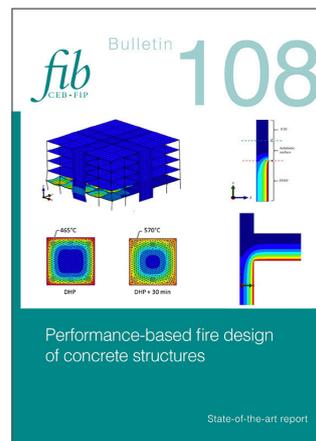
Análise sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados de betão

Tiago Miguel Novais de Magalhães

Controlo da capacidade de recentramento de um aparelho de apoio pendular

ÚLTIMOS BOLETINS DA *fib* DISPONÍVEIS NA **ÁREA RESERVADA A SÓCIOS DO GPBE**

<http://www.gpbe.pt/index.php/consulta-de-boletins-da-fib>



Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de **uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE**, ou nos eventos que contem com o apoio do Grupo (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o **acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt)** onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da *fib* - *International Federation for Structural Concrete*, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registre-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA



A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) foi criada em 1973, com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica.

A SPES é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e coletivas, com os propósitos de fomentar o desenvolvimento da engenharia sísmica, sismologia e prevenção e defesa contra os sismos em Portugal, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e na sociedade, assegurar a representação portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

Av. do Brasil, 101 1700-066
Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spessismica.pt/>



Sismar, o podcast da SPES. Para descomplicar e dar resposta a questões sobre o risco sísmico em Portugal.

Sismar



spessismica.pt/sismar-podcast/

SPES





Instituto para
a Construção
Sustentável



Missão

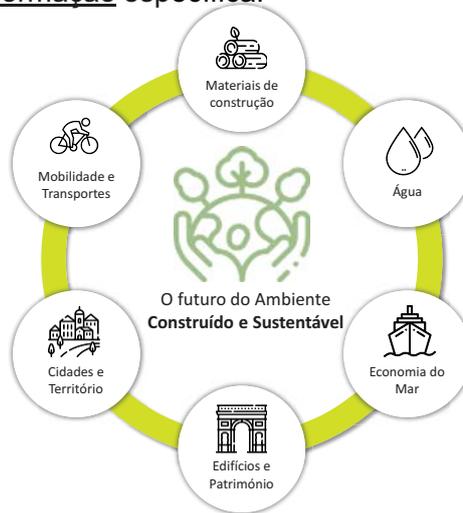
O **ICS** é uma associação privada, científica e técnica, sem fins lucrativos, tendo como missão estabelecer a **ligação** entre a **academia**, a **indústria** e a **sociedade** nas áreas da **Engenharia Civil** e áreas conexas para a promoção da Construção Sustentável, através da transferência de novos conhecimentos e de tecnologias inovadoras que resultem de atividades de investigação, desenvolvimento e inovação, prestação de serviços avançados de consultoria, assistência técnica, ensaios e formação específica.



Domínios de atividade

O **ICS** tem como visão ser uma interface científica e tecnológica multidisciplinar reconhecida pela sua capacidade de responder a **desafios sociais** e complexos nos seguintes **domínios**:

Materiais Ecoeficientes; Água e Economia do Mar; Edifícios e Património; Cidades e Território; Mobilidade e Transportes; Circularidade e Eficiência Energética; Digitalização e Sistemas Avançados de Produção; Riscos, Segurança e Resiliência.



R. Dr. Roberto Frias,
s/n
Campus da FEUP
Edifício G – Piso 1
4200-465 Porto
+351 22 508 1856
+351 22 508 2190
+351 22 508 1907
+351 22 041 4877

www.fe.up.pt/ics
ics@fe.up.pt



Sistema
**CONSOLIDAÇÃO
E REFORÇO ESTRUTURAL**

SPECIAL WALL B 550 M

Argamassa fibrorreforçada
para reparação estrutural de
betão e alvenarias antigas

- » Tixotrópico
- » Retração compensada
- » Resistente aos sulfatos
- Resistência à compressão
a 28 dias_ 40 MPa



www.fassabortolo.com

**FASSA
BORTOLO**

Consolidação e reforço estrutural

Betão armado, paredes de enchimento, alvenarias resistentes

As combinações das matrizes Kerakoll com os tecidos em fibra de aço e em fibra de basalto constituem os inovadores sistemas de reforço estrutural de baixa espessura, que oferecem múltiplas vantagens tais como: simplicidade de aplicação e comportamento resistente, módulo de elasticidade menor e tenacidade superior aos dos sistemas compostos de reforço estrutural mais comuns.



kerakoll



SOLUÇÕES PARA REPARAÇÃO E PROTEÇÃO DE BETÃO



É TUDO **OK**
COM A **MAPEI**

Para mais informações em mapei.pt



ISOLAMENTO DE BASE



FIPMEC

Falhar não é opção!

- A forma mais eficaz de proteger infra-estruturas críticas a sismos
- Operacionalidade garantida e comprovada
- Baixo custo em relação ao valor da estrutura

Apoio local da Pretensa

- Representante FIP MEC em Portugal
- Juntas de dilatação Sísmicas
- Monitorização Estrutural



PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL
☎ +351 229 416 633 ✉ comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt



Pêndulo FIP-D



HDRB



LRB

Inovação Reforço Sismico com FRP's



A S&P é uma empresa líder no campo do reforço de estruturas com compósitos. Disponibilizamos soluções de reforço para estruturas em betão armado, aço alvenarias, madeira e pavimentos betuminosos.

Saiba mais: www.sp-reinforcement.pt

S&P

A Simpson Strong-Tie® Company

COM O APOIO DE:

A400

Projetistas e Consultores de Engenharia

ARMANDO ARITO
ENGENHARIA

ATIC

ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA
INDÚSTRIA DE CIMENTO

B| Betar
CONSULTORES

CACAO
CIVIL ENGINEERING

**FASSA
BORTOLO**
QUALIDADE PARA CONSTRUÇÃO

ICS Instituto para
a Construção
Sustentável

kerakoll

MAPEI

**NCR
EP** CONSULTORIA
EM REABILITAÇÃO
DO EDIFICADO
E PATRIMÔNIO

P **PRETENSA**

S&P
A Simpson Strong-Tie® Company



<http://rpee.lnec.pt/>



AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00
lnec@lnec.pt www.lnec.pt