

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of **structural engineering**Diretor: José Manuel Catarino













série III número 16 julho 2021

Revista quadrimestral – gratuita

Diretor: José Manuel Catarino



editorial	3	Editorial
	4	Agradecimento aos Revisores
artigos científicos	5	Deteção de dano em obras de arte utilizando cointegração e análise estatística multivariada: comparação de desempenho utilizando dados experimentais de um viaduto de tirantes
		Emanuel Sousa Tomé ∞ Mário Pimentel ∞ Joaquim Figueiras
	15	A monitorização dinâmica na estimativa da vida útil à fadiga de um condutor de uma linha elétrica aérea de muito alta tensão
		Raphael Faria de Mendonça ∞ Elsa Caetano
	25	Medição da extensão em laminados de CFRP pré-esforçados no reforço de elementos de betão a partir de imagens: machine learning versus deep learning
		André G. Araújo ∞ Habibu Mukhandi ∞ Micael S. Couceiro ∞ Jónatas Valença ∞ Eduardo Júlio
	39	Avaliação computacional do efeito de vizinhança na ação do vento em edificações
		Matheus Borges Seidel ∞ Geraldo José Belmonte dos Santos ∞ José Mário Feitosa Lima
	51	Superelastic tensegrity bracing system
		Filipe Amarante dos Santos ∞ Andrea Micheletti
	59	Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal
		André Furtado ∞ Nelson Vila-Pouca ∞ Hugo Rodrigues ∞ Humberto Varum
	75	Irregularidades estruturais no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado: Discussão de exigências regulamentares e casos de estudo
		André Gonçalves Lima ∞ José Melo, Humberto Varum
	87	Avaliação numérica da segurança sísmica de estruturas em terra na Alhambra, Granada, Espanha
		Annalaura Vuoto ∞ Javier Ortega ∞ Paulo Lourenço ∞ Javier Suárez
notas	99	Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis
técnicas		. Vasco Bernardo ∞ Alfredo Campos Costa ∞ Aníbal Costa ∞ José Manuel Catarino ∞ Paulo X. Candeias
divulgação	112	Audiasa da Ciala da Vida da Edificia
científica/técnica	113	Avaliação do Ciclo de Vida de Edifícios Ângela Nunes ∞ Cristina Cruz
ciciincu, cocinicu	117	Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de
		Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação Paulo Rocha ∞ Alfredo Cardeira
diamina a		radio Nocita ~ Attricto Caracita
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros



Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

- Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Eduardo Iúlio

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo

(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 Secretariado: Marta Rodrigues Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Viaduto sobre o vale do rio Corgo, Vila Real (Fotografia cedida pelo Eng. Emanuel Tomé)

Proprietário

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P. Departamento de Estruturas Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25 rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição, redação e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA NIPC: 501 389 660 tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18

livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa ISEP, Portuga

Alexandre Pinto JETsj Geotecnia, Portugal

Álvaro Cunha

Alvaro Viviescas Jaimes

André Barbosa

Aníbal Costa

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde FEUP, Portuga

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portuga

António Correia

António M. Baptista LNEC, Portugal

António Pinho Ramos

UNL, Portugal

António Santos Silva

LNEC. Portuga

Artur Vieira Pinto

Baldomiro Xavier

Bruno Godart

UGE, França

Cármen Andrade

CIMNE, Espanha

Cristina Oliveira IP Setúbal, Portugal

Daniel Oliveira

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Elsa Caetano FEUP, Portuga

Emil de Souza Sánchez Filho

UFF. Brasil

Fabio Biondini Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

Gustavo Ayala

UNAM, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues

U. Aveiro, Portuga

Joan Ramon Casas

João Azevedo

IST, Portugal

João Estêvão

U. Algarve, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

João Pires da Fonseca

JBI. Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

Jorge Branco U. Minho, Portugal

Jorge de Brito IST, Portugal

Jorge Tiago Pinto

José Calavera INTEMAC, Espanha

losé lara

UMSNH. México

José Luiz Rangel Paes

José Melo

FFUP, Portugal

José Turmo

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López

Ka-Veng Yuen

U. Macau, China

Laura Caldeira LNEC. Portugal

Lídia Shehata

Luciano Jacinto

ISEL, Portugal

Luís Castro

IST, Portugal Luís Guerreiro

Manuel Pipa

Marcial Blondet PUCP. Peru

Mario Ordaz

UNAM, México

Mário Pimentel

FFUP, Portuga

Maurizio Piazza Univ. di Trento, Itália

Nuno Filipe Borges Lopes

U. Aveiro, Portuga

Paulo Candeias LNEC, Portugal

Paulo Costeira

Paulo Fernandes

IP Leiria, Portugal Paulo Lourenço

Paulo Piloto

Paulo Vila Real U. Aveiro, Portugal

Pedro Delgado

IP Viana do Castelo, Portugal Pedro Pontífice de Sousa

Petr Stepanek

Ricardo do Carmo

ISEC, Portugal

Rita Bento

IST, Portugal

Rui Calçada FEUP, Portuga

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Sérgio Lopes

Válter Lúcio

UNL, Portugal Vanderley M. John



editorial

O número 16 da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (rpee) inclui oito artigos científicos, uma nota técnica e dois artigos de divulgação científica/técnica.

Os oito artigos científicos abordam trabalhos de engenharia de estruturas relacionados com diversas metodologias de análise experimental para deteção de danos, monitorização dinâmica e medição de extensões em diferentes tipos estruturais, incluindo os seus reforços, bem como trabalhos de métodos computacionais para a avaliação da ação do vento e de sistemas de contraventamento com cabos, e trabalhos de avaliação do comportamento sísmico de edifícios com paredes de alvenaria e de estruturas em terra e uma discussão sobre requisitos regulamentares para irregularidades estruturais no dimensionamento de estruturas de betão armado.

A nota técnica, sobre métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis, dá sequência aos trabalhos publicados nos números 10, 12 e 14 desta série da **rpee**, na sequência do Decreto-Lei n.º 95/2019.

Os dois artigos de divulgação científica/técnica demonstram a preocupação das indústrias do cimento e betão pronto em matérias relacionadas com o ciclo de vida dos edifícios e com a transição energética e descarbonização.

A administração da **rpee** renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (APFAC, ARMANDO RITO Engenharia, ATIC, BETAR, CACAO, FASSA BORTOLO, HILTI, INSTITUTO DA CONSTRUÇÃO e PRETENSA), à coordenação da comissão científica (Prof. Humberto Varum e Eng.º Luís Oliveira Santos) e a todos os revisores da série III que têm garantido a qualidade dos artigos científicos publicados

A administração da **rpee**José Manuel Catarino (LNEC)
João Almeida Fernandes (APEE)
Eduardo Júlio (GPBE)
João Azevedo (SPES)

rp**ee** | Série III | n.º 16 | julho 2021

Agradecimento aos Revisores

A Administração da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) realça a função central do painel de revisores, como garante da qualidade dos artigos publicados, pelo que divulga o nome dos colegas que contribuíram na revisão dos artigos submetidos durante o ano de 2020, agradecendo a sua disponibilidade para colaborar com a revista.

Álvaro Cunha Aníbal Guimarães da Costa António Abel Henriques António Pinho Ramos Baldomiro Xavier Bernardo Tutikian Cármen Andrade Daniel Oliveira Eduardo Cavaco Elsa Eustáquio

Emil de Souza Sánchez Filho Fernando Marques da Silva

Filipe Magalhães Halil Sezen Helena Cruz João Estevão João Miranda Guedes João Pantoja João Pedro Santos João Pires da Fonseca João Poças Martins João Portugal Jorge Branco Jorge de Brito José Campos e Matos

José Melo José Paulo Moitinho de Almeida Luciano Jacinto Manuel Pipa
Maria João Falcão
Miguel Azenha
Nuno Cristelo
Paulo Cachim
Paulo Candeias
Paulo Fernandes
Paulo Lourenço
Pedro Mendes
Robson Gaiofatto
Rui Faria
Rui Pinho
Sérgio Lopes
Xavier Romão



Deteção de dano em obras de arte utilizando cointegração e análise estatística multivariada: comparação de desempenho utilizando dados experimentais de um viaduto de tirantes

Bridge damage detection using cointegration and multivariate data analysis: performance comparation based on a real case study

Emanuel Sousa Tomé Mário Pimentel Joaquim Figueiras

Resumo

Um dos maiores desafios da Monitorização da Integridade Estrutural quando transita da academia para a indústria é a distinção entre variações normais da resposta estrutural devidas aos efeitos ambientais e operacionais e variações devidas a danos estruturais. Neste trabalho são descritas e comparadas duas metodologias alternativas para supressão dos efeitos ambientais e operacionais em dados de monitorização estrutural: regressão multilinear combinada com análises de componentes principais e cointegração multivariada.

Os algoritmos desenvolvidos são aplicados aos dados recolhidos no Viaduto do Corgo durante cerca de 3,5 anos, sendo o seu desempenho avaliado e comparado. O Viaduto de Corgo é obra de arte de tirantes em betão armado pré-esforçado dotada de um sistema de monitorização contínua. De forma a avaliar a sensibilidade ao dano, as séries temporais experimentais são corrompidas com cenários de dano simulados numericamente com recurso a um modelo de elementos finitos. Demonstra-se que se obtêm resultados robustos e sensibilidade razoável ao dano utilizando as duas metodologias.

Abstract

One of the major challenges of Structural Health Monitoring when transiting from academia to real practical applications is the distinction between the variations due to normal environmental and operational effects and the variations due to structural damage. In this context, two alternative methodologies for online data normalisation are described and compared: multiple linear regression followed by principal component analysis and multivariate cointegration.

The developed algorithms are applied to the Corgo Bridge, a reinforced and prestressed concrete bridge of which 3.5 years of continuous data is available, and their performance is evaluated and compared. In order to evaluate the sensitivity to damage of the proposed approaches, several damage scenarios are simulated by corrupting the measured time with the structural response to the damage events obtained from a finite element model of the bridge. Both methodologies are shown to provide robust results and reasonable sensitivity to damage.

Palavras-chave: Monitorização da integridade estrutural / Pontes de tirantes / / Deteção de dano / Efeitos ambientais e operacionais / / Cointegração

/ Cointegração

Keywords: Structural health monitoring / Cable-stayed bridges / Damage detection / Environmental and operational effects / Cointegration

Deteção de dano em obras de arte utilizando cointegração e análise estatística multivariada: comparação de desempenho utilizando dados experimentais de um viaduto de tirantes

Emanuel Sousa Tomé, Mário Pimentel, Joaquim Figueiras

Emanuel Sousa Tomé

Doutor em Engenharia Civil CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto Porto, Portugal emanuel.tome@fe.up.pt

Mário Pimentel

Professor Auxiliar CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto Porto, Portugal mjsp@fe.up.pt

Joaquim Figueiras

Professor Catedrático CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto Porto, Portugal jafig@fe.up.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.

TOMÉ, E. [et al.] — Deteção de dano em obras de arte utilizando cointegração e análise estatística multivariada: comparação de desempenho utilizando dados experimentais de um viaduto de tirantes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 5-14.

1 Introdução

As obras de arte, como parte dos sistemas de infraestruturas de vias de comunicação, são agentes de desenvolvimento social e económico nas sociedades modernas. As obras de arte assumem um papel relevante uma vez que a sua ineficiência ou, no extremo, o seu colapso tem consequências negativas, por vezes irreversíveis, para as sociedades em que se inserem. A Monitorização da Integridade Estrutural (MIE) surge como uma ferramenta para garantir segurança, operacionalidade, durabilidade e sustentabilidade das estruturas através de monitorização contínua [1] com o objetivo de assistir e informar os gestores de ativos acerca da condição estrutural [2]. O principal objetivo da MIE não reside na substituição das técnicas de inspeção tradicionais, mas antes na sua complementaridade com informação quantitativa. Assim, estratégias de conservação pró-ativas baseadas em monitorização contínua são cada vez mais recomendadas para estruturas especiais como pontes de grande vão [3]. A MIE deve ser implementada de forma a detetar dano nos seus estágios iniciais e antes que se tornem críticos, permitindo dessa forma que ações preventivas precoces sejam tomadas de forma a minimizar os custos de manutenção e conservação [3].

Apesar do número crescente de estruturas de engenharia civil equipadas com sistemas de MIE [4-8], é ainda reduzido o número de exemplos na literatura técnica onde metodologias de identificação de dano baseadas nos dados da monitorização tenham sido aplicadas e validadas conjuntamente com uma avaliação quantitativa das intensidades de dano que podem ser detetadas. Essa quantificação é relevante para os gestores de ativos e proporciona os meios necessários para transformar os dados recolhidos por sistemas de MIE em informação útil para suportar o processo de decisão relacionado com a manutenção e conservação de obras de arte.

Os algoritmos de deteção de dano baseadas na análise de dados podem ser divididos em várias fases [9, 10]. Embora a sistematização dos algoritmos seja difícil, tendo em conta a diversidade de abordagens existentes, podem ser identificadas duas fases que se encontram normalmente presentes: a modelação da resposta estrutural e a classificação. Na primeira é criado um modelo de previsão da resposta estrutural devida às ações ambientais e operacionais. Esse modelo é utilizado para suprimir estes efeitos dos dados medidos, sendo esse processo usualmente denominado por normalização dos dados. A classificação é a fase onde os dados são rotulados.

As metodologias de deteção de dano podem ser supervisionadas ou não supervisionadas. Quando estão disponíveis dados quer da estrutura não danificada quer da estrutura danificada, estamos perante um problema de aprendizagem supervisionada. Quando apenas existem dados referentes ao estado não danificado da estrutura, temos um problema de aprendizagem não supervisionada. No âmbito de aplicações a estruturas de engenharia civil tomam especial relevância as técnicas de aprendizagem não supervisionada, uma vez que dados da estrutura danificada normalmente não se encontram disponíveis [10, 11].

Neste artigo são descritas e comparadas duas metodologias alternativas para supressão dos efeitos ambientais e operacionais em dados de monitorização estrutural: regressão multilinear combinada com análises de componentes principais (RLM-ACP) e cointegração

(COI). A primeira abordagem já tem vindo a ser utilizada há já algum tempo no âmbito da MIE [4, 12] e recorre à combinação de duas metodologias de estatística multivariada clássicas. A segunda apenas recentemente foi introduzida no âmbito da MIE [13, 14] e tem vindo a ganhar mais atenção nos últimos anos [14-16]. Nas duas abordagens, a classificação estatística é feita através do gráfico de controlo de Hotelling T^2 .

Os algoritmos desenvolvidos são aplicados ao Viaduto do Corgo, obra de arte de tirantes em betão armado pré-esforçado, do qual existem 3,5 anos de dados de monitorização contínua. São utilizados três indicadores de desempenho para comparar as duas metodologias: o número de falsos positivos (eventos de dano incorretamente previstos) e outros dois relacionados com a sensibilidade ao dano. Uma vez que a obra de arte é recente, foram simulados vários cenários de dano correspondentes à perda de secção dos tirantes recorrendo a um modelo de elementos finitos previamente calibrado [17]. As respostas estruturais devidas aos danos são utilizadas para corromper as séries temporais medidas experimentalmente.

2 Algoritmos de normalização de dados

2.1 Regressão multilinear e análise de componentes principais (RML-ACP)

A análise de regressão linear é a ferramenta de estatística multivariada mais simples para relacionar fatores ambientais e/ ou operacionais medidos com respostas estruturais medidas. Esta ferramenta estatística pode ser utilizada para prever uma ou mais respostas (variáveis dependentes) através de um conjunto de preditores (usualmente denominadas por variáveis preditoras, regressoras ou independentes) e avaliar a influência dos preditores nas variáveis dependentes [18]. O modelo de regressão linear é expresso por:

$$\mathbf{Y} = \mathbf{X}\hat{\mathbf{U}} + \mathbf{E}_{RMI} \tag{1}$$

onde \mathbf{Y} é a matriz das variáveis dependentes de dimensões n-por-m, sendo n o número de observações e m o número de variáveis dependentes, \mathbf{X} é uma matriz de dimensões n-por-(r+1) com os correspondentes n valores das r variáveis preditoras selecionadas. \mathbf{E}_{RLM} é a matriz dos resíduos do modelo RML de dimensões n-por-m. A estimativa dos parâmetros do modelo $(\hat{\mathbf{U}})$ é obtida através do método dos mínimos quadrados e é dada por:

$$\hat{\mathbf{U}} = \left(\mathbf{X}^{\mathsf{T}}\mathbf{X}\right)^{-1}\mathbf{X}^{\mathsf{T}}\mathbf{Y} \tag{2}$$

As variáveis preditoras que tenham um valor absoluto do coeficiente de correlação de Pearson com as variáveis dependentes abaixo de um limite pré-estabelecido não são utilizadas no modelo.

A análise de componentes principais (ACP) [18] é um método estatístico que utiliza uma transformação ortogonal para converter um conjunto de variáveis correlacionadas num conjunto de variáveis linearmente não correlacionadas. Considerando uma matriz **Y** de dimensões *n*-por-*m* com as variáveis originais, onde *m* é o número de sensores e *n* o número de observações no tempo, as *m* componentes

principais não correlacionadas, Z, são determinadas por:

$$Z = Y \cdot T \tag{3}$$

onde **T** é a matriz de transformação ortonormal de dimensões m-por-m. A matriz covariância das variáveis originais no período de treino, Σ , está relacionada com a matriz covariância das componentes principais, Λ , por:

$$\Sigma = \mathsf{T} \times \Lambda \times \mathsf{T}^{\mathsf{T}} \tag{4}$$

onde as matrizes \mathbf{T} e Λ são obtidas pela decomposição em valores singulares da matriz covariância Σ das variáveis originais. As colunas da matriz \mathbf{T} são os vetores singulares e a diagonal principal da matriz Λ contém os valores singulares da matriz Σ em ordem descendente. Os valores singulares guardados na matriz Σ em ordem descendente. Os valores singulares guardados na matriz Σ são as variâncias das componentes de \mathbf{Z} . A matriz Σ pode ser dividida numa matriz que armazena os primeiros Σ valores singulares e numa matriz Σ que contém os restante Σ valores singulares, os quais não são relevantes para explicar a variabilidade de Σ . É esperado que a matriz Σ não seja sensível aos efeitos ambientais e operacionais e apenas sensível ao dano.

O modelo de ACP pode ser aplicado diretamente às leituras dos sensores ou, como proposto por Magalhães *et al.* [4], aos resíduos do modelo da RML. Neste último caso, é designada por RML-ACP. O modelo RML é utilizado para remover dos dados os efeitos de ações na estrutura medidas, como é exemplo a temperatura. O modelo ACP é então utilizado para suprimir os efeitos ambientais e operacionais não removidos pelo modelo de RML, nomeadamente os efeitos da temperatura remanescentes e tendências não lineares no tempo devidas aos efeitos reológicos do betão.

2.2 Análise de Cointegração (COI)

A análise de cointegração (COI) foi recentemente proposta como uma metodologia para a supressão de efeitos ambientais e operacionais no âmbito da MIE [13, 19] que, à semelhança da ACP, recorre apenas à análise da resposta da estrutura, não sendo necessário qualquer conhecimento sobre a solicitação. Na literatura anglo-saxónica, estas metodologias são usualmente denominadas por *output-only*. A ideia base da análise de cointegração é estabelecer relações entre séries temporais não estacionárias de forma a criar um resíduo estacionário, usualmente denominado por resíduo de cointegração.

Uma forma comum de descrever um processo não estacionário é através da ordem de integração. Um processo não estacionário que se torna estacionário após ser diferenciado d vezes diz-se ser integrado de ordem d e é denominado por I(d). A ordem de integração pode ser determinado através de testes de raiz unitária, como é exemplo o teste ADF [20].

Diz-se que um conjunto de M séries temporais integradas de ordem um, $\mathbf{y}_t = [y_{1,t}, y_{2,t}, \dots, y_{M,t}]^T$, é cointegrado se existir uma combinação linear entre as séries que é estacionária, isto é, se existir um vetor $\mathbf{\beta} = [\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_M]^T$ tal que:

$$\beta^{T} \mathbf{y}_{t} = \beta_{1} y_{1,t} + \beta_{2} y_{2,t} + \dots + \beta_{M} y_{M,t} = Z_{t} \sim I(0)$$
(5)

onde z são os resíduos de cointegração. Para que as séries temporais

sejam cointegradas, estas devem partilhar tendências comuns e terem a mesma ordem de integração [13]. Uma vez que \mathbf{y}_t tem dimensão M, podem existir $N_r \leq M-1$ vetores de cointegração linearmente independentes e a relação de cointegração dada pela equação (5) pode ser generalizada para:

$$\mathbf{B}^{\mathsf{T}}\mathbf{y}_{t} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{\beta}_{1}^{\mathsf{T}}\mathbf{y}_{t} \\ \vdots \\ \boldsymbol{\beta}_{N_{t}}^{\mathsf{T}}\mathbf{Y}_{t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{z}_{1,t} \\ \vdots \\ \boldsymbol{Z}_{N_{t},t} \end{bmatrix} \sim I(0)$$
 (6)

onde a matriz ${\bf B}$ é denominada por matriz de cointegração e tem dimensões M-por- N_{r} . Neste trabalho é adotado o método de Johansen [21] para estimar os vetores de cointegração. Uma etapa importante está relacionada com a escolha do número de lags, k, no Modelo Vetorial de Correção de Erros subjacente. Neste trabalho, k foi escolhido utilizando a abordagem proposta por Dao et al. [22], a qual permite a automatização do processo.

Depois da matriz de cointegração estar determinada, apenas são retidos os vetores de cointegração que produzem resíduos cointegrados estacionários. A determinação do número de vetores de cointegração a reter é feita através do teste de razão de verosimilhança proposto por Johansen, o teste do Traço [21], tendo sido adotado um nível de significância de 5%. Detalhes sobre o algoritmo implementado podem ser encontrados nas referências [10, 14].

Os vetores de cointegração são utilizados para projetar os novos dados no espaço da cointegração. No contexto da MIE, os vetores de cointegração de um conjunto de variáveis são estabelecidos utilizando dados do estado não danificado da estrutura, sendo usualmente esse período denominado por período de treino. É esperado que as projeções de dados novos se mantenham estacionários se a estrutura continuar não danificada. Por outro, é esperado que essas mesmas projeções se tornem não estacionárias se um dano é introduzido na estrutura.

2.3 Classificação: gráfico de controlo de Hotelling T²

Depois de os dados estarem normalizados, é utilizado um gráfico de controlo para monitorizar a existência de valores anormais, que podem estar relacionados com a presença de um dano ou anomalia. O limite de controlo define a variabilidade aceite para o processo. Uma observação é classificada como estando fora de controlo se exceder os limites de controlo. No contexto da MIE, essa observação pode estar associada à presença de dano na estrutura.

A estatística T^2 de Hotelling condensa todas as variáveis num só indicador escalar, funcionando por isso neste contexto como um indicador de dano:

$$\mathbf{T}^{2} = r\left(\overline{\mathbf{x}} - \overline{\overline{\mathbf{x}}}\right)^{T} \mathbf{S}^{-1} \left(\overline{\mathbf{x}} - \overline{\overline{\mathbf{x}}}\right)$$
(7)

onde r é o número de observações consideradas (tamanho da janela), $\overline{\mathbf{X}}$ é a média das observações da janela, $\overline{\overline{\mathbf{X}}}$ é a média do processo quando este se encontra em controlo e \mathbf{S} é a matriz covariância do processo, também estimada apenas utilizando os

dados do período de treino. O limite de controlo inferior é zero e uma vez que no presente trabalho se adotou r = 1, o limite superior de controlo superior (LSC) é dado por:

$$LSC = \frac{m(s+1)(s-1)}{s^2 - s \cdot m} F_{m,s-m}(\alpha)$$
(8)

onde $F_{ms-m}(\alpha)$ é o percentil α da distribuição F com graus de liberdade m e s-m, onde m é o número de variáveis e s o número de subgrupos (ou janelas) durante o período de treino. No modelo RML-ACP, m corresponde ao número de sensores deduzido do número de componentes principais extraídas dos dados. No modelo COI, m é o número de resíduos de cointegração.

2.4 Critérios de desempenho

A capacidade para a normalização dos dados das metodologias propostas é avaliada através do número de falsos positivos, isto é, o número de pontos acima do LSC quando a estrutura se encontra em controlo e nenhum dano foi introduzido. A sensibilidade ao dano é avaliada através de outros dois indicadores. O primeiro é o rácio entre a média dos valores da estatística \mathcal{T}^2 no estado danificado e não danificado (RU):

$$RU = \frac{m\acute{e}dia\left(T_{danificado}^{2}\right)}{m\acute{e}dia\left(T_{n\bar{a}o\ danificado}^{2}\right)} \tag{9}$$

O segundo é o rácio entre a média dos valores da estatística T^2 e o LSC:

$$RL_{\alpha} = \frac{m\acute{e}dia\left(T_{danificado}^{2}\right)}{LSC(\alpha)} \tag{10}$$

Valores elevados de RU indicam uma distinção clara entre os estados danificado e não danificado. Valores de $RL_{\alpha} > 1$ significam que, em média, os pontos encontram-se acima do LSC. Quando os dados não se encontram bem normalizados, podem ser obtidos valores baixos de RU e valores elevados de RL_{α} . A melhor estratégia de normalização dos dados será aquela que simultaneamente tem um baixo número de falsos positivos e valores elevados dos parâmetros RU e RL_{α} .

3 Caso de estudo: Viaduto do Corgo

3.1 Descrição da obra de arte

O Viaduto do Corgo (Figura 1a)) é uma obra de arte em betão armado pré-esforçado que se insere na Autoestrada Transmontana (A4), localizada em Vila Real, tendo aberto ao tráfego em setembro de 2013. Tem um desenvolvimento total de 2 790 m, dividido em três sub-viadutos, o poente, o central e o nascente com extensões de 855 m, 768 m e 1 167 m, respetivamente. O Sub-Viaduto Central possui sete vãos, sendo o vão central, com 300 m, e os adjacentes, com 126 m, sustentados por 4 painéis de 22 tirantes dispostos em semi-leque simétricos relativamente aos mastros. Enquanto os vãos suspensos por tirantes foram construídos com recurso ao método de avanços sucessivos, utilizando aduelas de 6 m de comprimento,

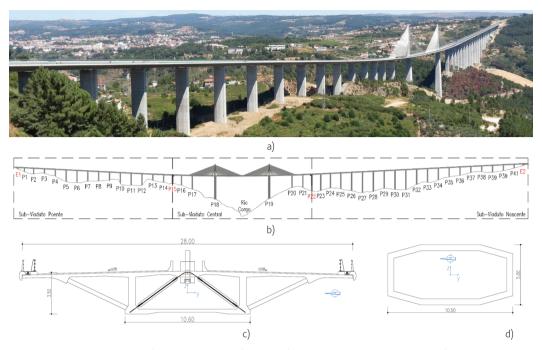


Figura 1 Viaduto do Corgo: a) perspetiva geral; b) alçado; c) secção transversal do tabuleiro; d) secção transversal tipo de um pilar

os vãos de aproximação com comprimentos de 60 m e 48 m e os sub-viadutos laterais foram construídos com recurso a vigas de lançamento [23].

Os pilares têm uma secção oca em forma octogonal adelgaçada no sentido transversal, constante em altura, à exceção dos pilares correspondentes aos mastros que são de secção variável. Os mastros têm um desenvolvimento em altura total de cerca de 190 m, dos quais aproximadamente 130 m desenvolvem-se entre a fundação e o eixo do tabuleiro. A ligação entre os mastros e o tabuleiro é monolítica e os mastros acima do tabuleiro têm uma secção maciça, sendo ainda bifurcados longitudinalmente. A altura dos restantes pilares varia entre os 18 m e os 113 m. A secção transversal do tabuleiro possui 28 m de largura e consiste numa secção constante em caixão unicelular com consolas tareais suportadas por escoras pré-fabricadas de betão armado espaçadas de 3 m. Em cada zona de ancoragem dos tirantes do tabuleiro existem quatro diagonais metálicas para a transmissão da componente vertical das forças de fixação às almas (ver Figura 1b)).

3.2 Sistema de monitorização

Um extenso sistema de monitorização estrutural foi implementado no Viaduto do Corgo, com particular foco no Sub-Viaduto Central. O sistema de monitorização contempla a medição de deslocamentos de apoio, deslocamentos verticais do tabuleiro, rotações do tabuleiro e mastros, forças e acelerações nos tirantes, extensões médias no betão e nas diagonais metálicas do sistema de suspensão, temperatura ambiente e do betão, humidade relativa ambiente

assim como a medição de indicadores de durabilidade. Para a medição destas grandezas foram utilizados quer sensores de base ótica quer sensores de base elétrica. O sistema de monitorização foi utilizado para acompanhar a obra durante o seu processo construtivo [24], durante os ensaios de receção realizados após o término da construção 2013 [25], e durante a fase de exploração, encontrandose a adquirir dados desde 2014. Detalhes sobre o sistema de monitorização podem ser encontrados em Félix et al. [26]. Exemplos das leituras obtidas pelo sistema de monitorização estrutural podem ser consultados em Sousa Tomé et al. [17] e Sousa Tomé [10]. Neste trabalho apenas são utilizadas as forças medidas nos 10 tirantes instrumentados. Este subconjunto de sensores foi escolhido uma vez que a segurança de pontes suspensas e de tirantes estreitamente ligada com a integridade dos tirantes. É de notar que o conjunto de sensores deve sempre ser selecionado com um objetivo claro, isto é, deve-se sempre ter bem definido qual o dano, ou anomalia, que se pretende detetar. Por exemplo, não é expectável que uma anomalia num dos aparelhos de apoio seja detetada utilizando as forças dos tirantes uma vez que se demonstrou que estas são insensíveis a esse tipo de dano [10]. As forças nos tirantes são indiretamente estimadas utilizando as acelerações medidas em cada um dos 10 tirantes. As frequências de vibração são obtidas através do método de seleção dos picos, onde os auto-espetros são determinados utilizando séries temporais de acelerações com uma duração de 30 minutos. A estimativa da força instalada em cada um dos tirantes instrumentados é obtida com uma periodicidade de 30 minutos através da teoria das cordas vibrantes. Na Figura 2 apresenta-se a localização dos tirantes instrumentados.

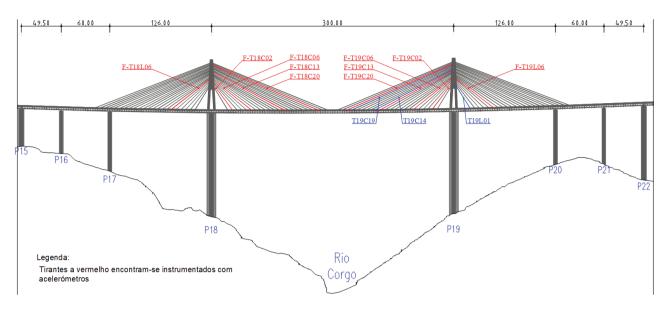


Figura 2 Alçado do Viaduto do Corgo com a identificação dos tirantes instrumentados (a vermelho)

3.3 Séries temporais experimentais e simulação de dano

Os dados recolhidos são pré-processados, primeiro, através de uma análise de amplitude interquartil [27] e em seguida é calculada a média diária. Este pré-processamento permite a remoção de valores atípicos e de variações bruscas devido, por exemplo, ao tráfego, vento e exposição solar. A título exemplificativo, apresentam-se na Figura 3 as séries temporais de médias diárias da média das leituras de quatro sensores de temperatura embebidos no betão numa secção do tabuleiro (Figura 3 a)) e da força no tirante T18C2O (Figura 3 b)).

Na força do tirante é claramente notória uma tendência devido aos efeitos diferidos do betão e do aço de pré-esforço. Foi demonstrado num estudo anterior [17] que, de todos os sensores de temperatura disponíveis, apenas a média das leituras de quatro sensores em cada uma das secções monitorizadas (tabuleiro e pilar) podem ser utilizadas no modelo RLM, juntamente com a temperatura nos tirantes. Desse modo, o modelo RLM contém três variáveis preditoras e 10 variáveis dependentes que correspondem às forças instaladas nos tirantes monitorizados. O modelo COI utiliza apenas as 10 séries temporais das forças nos tirantes, pelo que é um modelo de variáveis latentes (ou *output-only*).

Com vista à avaliação da capacidade das metodologias propostas para a deteção de dano, foram simulados numericamente diferentes cenários de dano envolvendo a redução da secção transversal dos tirantes do sistema de suspensão. Para o efeito foi utilizado um modelo de elementos finitos da obra de arte previamente validado [17]. A variação de resposta devida ao dano é sobreposta aos dados experimentais medidos pelo sistema de monitorização estrutural, introduzindo uma translação nas séries temporais experimentais. Este processo é ilustrado na Figura 4, onde são apresentadas as series temporais dos sensores F-T19C13 e F-T19C20 corrompidas para o cenário de dano correspondente a uma redução de 3,5% da área do tirante T19C14. Apresentam-se na Tabela 1 as variações de forças

nos tirantes instrumentados para dois cenários de dano distintos. Estas variações de força são os valores de translação introduzidos nas séries temporais experimentais.

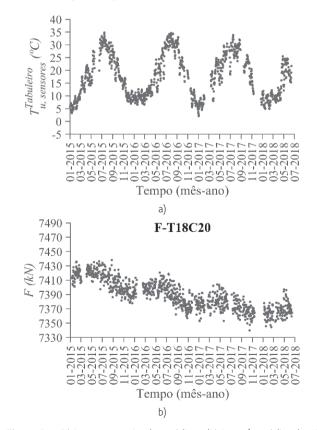


Figura 3 Séries temporais de médias diárias: a) média de 4 sensores de temperatura no tabuleiro; b) força no tirante T18C2O

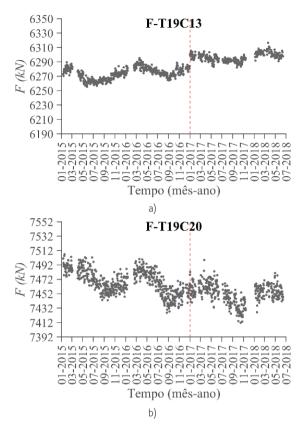


Figura 4 Séries temporais de médias diárias com a simulação do cenário de dano correspondente a uma redução de área de 3,5% do tirante T19C14, introduzido em janeiro de 2017 (linha a traço interrompido vertical): a) F-T19C13 e b) F-T19C20

Tabela 1 Variações de força nos tirantes instrumentados em dois dos cenários de dano considerados

	ΔF (kN)
Sensor	Redução de área de 3,5% no tirante T19C14	Redução de área de 10% no tirante T19C19
F-T18L06	0,5	2,6
F-T18C02	-0,3	- 0,5
F-T18C06	-0,1	2,3
F-T18C13	1,4	9,6
F-T18C20	3,5	13,0
F-T19C20	10,2	44,7
F-T19C13	16,6	34,0
F-T19C06	9,0	10,0
F-T19C02	3,4	2,6
F-T19L06	- 0,7	- 3,2

4 Comparação das abordagens

4.1 Normalização dos dados

A aplicação do modelo de RML-ACP requer, numa primeira etapa, a definição de um limiar mínimo do coeficiente de correlação de Pearson entre as variáveis preditoras e dependentes de forma a escolher, de forma automatizada, quais as variáveis preditoras a adotar no modelo de RML. Numa segunda etapa, o número de componentes principais p a reter na ACP é definido em função da percentagem acumulada de variância explicada pelas p componentes. Os resultados apresentados no presente trabalho foram obtidos utilizando um limiar mínimo de 0,4 para o valor absoluto do coeficiente de correlação de Pearson e uma percentagem acumulada de variância de 80%. Uma discussão detalhada sobre a sensibilidade da metodologia aos diferentes parâmetros do modelo RML-ACP pode ser encontrada em Sousa Tomé et al. [12]. A aplicação do modelo de COI proposta não requer a definição de mais nenhum parâmetro para além dos já indicados em 2.2, o que se traduz numa vantagem deste modelo em relação ao de RML-ACP.

Apresenta-se na Figura 5 a variação do número de falsos positivos com o tamanho do período de treino para os dois modelos de normalização de dados (RML-ACP e COI), podendo-se assim obter uma perceção geral da eficiência da normalização de dados conseguida. Todos os períodos de treino iniciam a 1 de janeiro de 2015 e os indicadores de desempenho são sempre calculados para o período compreendido entre janeiro de 2017 e julho de 2018, independentemente do tamanho do período de treino. Para cada período de treino, os modelos de normalização de dados foram ajustados automaticamente utilizando os procedimentos descritos anteriormente. Dessa forma, o número de componentes principais no modelo MLR PCA e o número de resíduos de cointegração no modelo COI variam dentro dos diferentes períodos de treino considerados. No gráfico de controlo, o LCS foi definido utilizando um nível de significância de 99,99%. Para períodos de treino superiores a 172 dias, todas as séries temporais de forças nos tirantes são integradas de ordem 1, pelo que este é o menor período de treino que pode ser utilizado no modelo COI para que sejam incluídas todas as séries temporais de forças em tirantes. É ainda interessante notar a redução significativa do número de falsos positivos quando o período de treino se aproxima de um ano.

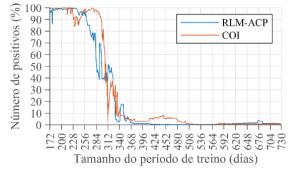


Figura 5

Número de falsos positivos em função do tamanho do período de treino (LCS calculado utilizando α = 99,99%)

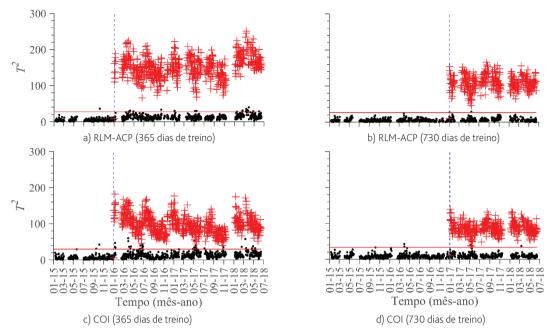


Figura 6 Gráfico de controlo de Hotelling T^2 para períodos de treino de 365 dias e 730 dias. Os pontos a preto correspondem ao estado não danificado e os pontos a vermelho ao cenário de dano simulado (10% de perda de área no tirante T19C19) – O LCS foi determinado para $\alpha = 99,99\%$ (linha horizontal a vermelho)

Na Figura 6 são apresentados os gráficos de controlo de Hotelling T^2 para períodos de treino de um e dois anos. Os pontos a preto correspondem a dados reais e os pontos a vermelho aos dados reais corrompidos com a resposta a um dano correspondente à redução de 10% de área do tirante T19C19 simulada numericamente.

4.2 Sensibilidade à deteção de dano

A sensibilidade ao evento de dano definido na secção anterior pode ser avaliada através dos indicadores de desempenho *RU* e *RL*. Na Figura 7 apresenta-se a evolução desses parâmetros de desempenho com o aumento do período de treino. Os valores obtidos para o indicador de desempenho *RU* indicam que ambos os modelos de

normalização de dados são capazes de distinguir o cenário de dano considerado do estado não danificado desde que o período de treino seja superior a um ano. Como já concluído anteriormente, para períodos de treino pequenos, os dados não se encontram bem normalizados e por isso o dano não pode ser corretamente discernido. Os valores de *RL* bem acima da unidade confirmam que ambas as metodologias conseguem inequivocamente detetar o cenário de dano considerado. O modelo de COI aparenta maior robustez na medida em que o indicador *RU* cresce de forma aproximadamente monotónica com o incremento do período de treino.

De forma a avaliar o dano mínimo que as metodologias propostas conseguem detetar em cada um dos tirantes, são efetuadas reduções de área desde 0% a 100% de forma individual e sequencial em todos

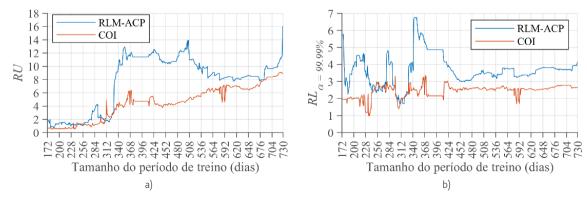


Figura 7 Indicadores de desempenho em função do período de treino: a) RU e b) RL (para α = 99,99%). Cenário de dano considerado: redução de 10% de área no tirante T19C19

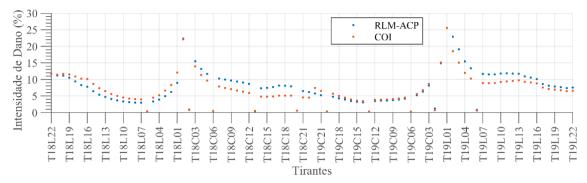


Figura 8 Mínimo dano detetável em cada um dos tirantes admitindo que o dano é inequivocamente detetável quando $RL_{\alpha} \ge 1$. LCS calculado utilizando um nível de significância de $\alpha = 99,99\%$

os tirantes. Admitindo que o dano é inequivocamente detetado quando $RL \geq 1$, o dano mínimo detetável em cada um dos tirantes é apresentado na Figura 8 para o período de treino de dois anos. Os tirantes curtos, que se encontram ancorados mais próximos dos mastros, são aqueles em que é mais difícil detetar dano uma vez que reduções de área pequenas induzem variações de força muito pequenas nos tirantes instrumentados. O desempenho dos dois modelos de normalização de dados é similar. No entanto, o modelo COI é mais consistente de um ponto de vista teórico, exige uma menor quantidade de parâmetros definidos pelo utilizador e é ainda uma metodologia output-only.

5 Conclusões

O presente artigo descreve a aplicação e avaliação de desempenho de duas metodologias baseadas em dados para a deteção de dano sob efeitos ambientais, operacionais e efeitos diferidos. Ambas as metodologias têm a capacidade de operar em tempo real e foram aplicadas a 3,5 anos de dados recolhidos pelo sistema de monitorização contínua de uma obra de arte de tirantes, o Viaduto do Corgo.

As duas metodologias foram sistematizadas e aplicadas às forças medidas nos tirantes. Este conjunto de dados foi escolhido uma vez que a segurança de pontes suportadas por cabos está estreitamente ligada à integridade destes elementos. Foi ainda efetuado um estudo paramétrico de forma a avaliar a influência do período de treino na capacidade de normalização e na sensibilidade ao dano das metodologias propostas. Genericamente demonstrou-se que quanto maior o período de treino, mais efetiva a distinção entre o estado não danificado e danificado e menor é o número de falsos positivos. Ficou ainda demonstrado que o período de treino deve ter a duração mínima de um ano e idealmente conter ciclos anuais completos.

De forma a avaliar a capacidade de deteção de dano das metodologias propostas, foram utilizados cenários de dano simulados numericamente para corromper séries temporais experimentais. Demonstrou-se que as metodologias têm desempenhos similares em termos de sensibilidade ao dano. Nos tirantes instrumentados é possível detetar reduções de área inferiores a 1% e, nos tirantes não instrumentados, podem ser inequivocamente detetadas reduções

de área entre 3,5% e 25% nos tirantes mais e menos sensíveis, respetivamente. Os tirantes menos sensíveis ao dano correspondem aos tirantes ancorados em zonas mais próximas aos mastros do viaduto. Deve ainda ser realçado que quanto maior o número de tirantes instrumentados, menor a intensidade dos danos detetados utilizando as metodologias propostas. No entanto, é de realçar que com o sistema implementado no Viaduto do Corgo é possível detetar uma redução de área na ordem de 5% na maioria dos tirantes não instrumentados. Dado que em projeto de obras de arte de tirantes é usual considerar-se o cenário acidental de perda de um dos tirantes, pode afirmar-se que as metodologias propostas têm a capacidade de detetar dano ainda no seu estágio inicial.

Uma vez que os desempenhos em termos de sensibilidade ao dano são similares, outros critérios devem ser estabelecidos para se optar por uma ou outra metodologia. A metodologia RLM-ACP tem a vantagem possibilitar uma interpretação física do problema. Por exemplo, nos resíduos da regressão linear, onde se espera que a maioria dos efeitos da temperatura tenham sido removidos, é possível ver uma tendência que se pode relacionar com os efeitos diferidos do betão armado pré-esforçado [12]. Apresenta ainda a vantagem de apresentar um número de falsos positivos baixo e estável para períodos de treino maiores ou iguais a um ano. Já a Cointegração multivariada tem como vantagens ser um uma metodologia output-only, isto é, não é necessário ter qualquer conhecimento sobre a ação que solicita a estrutura. Demonstrou-se também que na Cointegração multivariada o critério de desempenho RU é monotonamente crescente com o período de treino, pelo que quanto maior for o período de treino, melhor será a distinção entre o estado não danificado e danificado. Tem ainda as vantagens de ter um menor número de parâmetros a serem definidos pelo utilizador e é mais consistente do ponto de vista teórico. Naturalmente, a escolha por uma ou outra metodologia deverá ter em consideração a importância que o utilizador dá a cada um dos pontos elencados e também ao volume de dados disponíveis para treino dos modelos. Caso apenas esteja disponível um ano de dados para treino, a abordagem RLM-ACP deve ser preferida por apresentar um número de falsos positivos menor e mais estável a partir de um período de treino com um ano. No caso ser viável utilizar um período de treino maior, a Cointegração multivariada deverá ser preferida por esta ser mais estável em termos de indicadores de desempenho.

É ainda importante salientar que os sensores ou características sensíveis ao dano devem ser sempre escolhidas com um objetivo bem definido de detetar um dano ou anomalia em concreto. Além disso, qualquer metodologia de deteção de dano deve ser sempre complementada com outras abordagens e análises de outros conjuntos de dados/sensores, assim como por inspeções visuais periódicas. Por exemplo, a evolução da resposta estrutural de obras de arte decorrente dos efeitos diferidos do betão e do pré-esforço deve ser seguida com metodologias como a proposta na referência [17]. No presente trabalho, a deteção de dano foi baseada na simulação numérica de cenários de dano sobrepostos com as séries temporais medidas. No futuro, as metodologias propostas devem ser validadas e avaliadas em outros casos de estudo, preferencialmente em estruturas em que o dano já tenha sido identificado.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao dono de obra, Globalvia Transmontana, e a colaboração da NewMENSUS, Lda. Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); POCI-01-0145-FEDER-031355 - S4Bridges - A smart approach for the maintenance of existing bridges. O apoio concedido pela FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/91536/2012 atribuída ao primeiro autor é também agradecido.

Referências

- [1] Li, H.; Ou, eJ (2015) The state of the art in structural health monitoring of cable-stayed bridges. Journal of Civil Structural Health Monitoring. Vol. 6(1): p. 43-67.
- Brownjohn, J.M. (2007) Structural health monitoring of civil infrastructure. Philos Trans A Math Phys Eng Sci. Vol. 365(1851): p. 589-622.
- [3] fib (2013) Fib Model Code for Concrete Structures 2010: Ernst & Sohn, a Wiley brand.
- [4] Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. (2012) Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection. Mechanical Systems and Signal Processing. Vol. 28: p. 212-228.
- [5] Santos, J.; Crémona, C.; Silveira, P. (2020) Automatic Operational Modal Analysis of Complex Civil Infrastructures. Structural Engineering International. Vol.: p. 1-16.
- [6] Santos, J.P.; Crémona, C.; Silveira, A.P.C.d.; Martins, L.C.d.O.(2016) Real-time damage detection based on pattern recognition. Structural Concrete. Vol. 17(3): p. 338-354.
- [7] Ribeiro, D.; Leite, J.; Meixedo, A.; Pinto, N.; Calçada, R.; Todd, M. (2021) – Statistical methodologies for removing the operational effects from the dynamic responses of a high-rise telecommunications tower. Structural Control and Health Monitoring. Vol. 28: e2700
- [8] Li, H.-N.; Ren, L.; Jia, Z.-G.; Yi, T.-H.; Li, D.-S. (2015) State-of-the-art in structural health monitoring of large and complex civil infrastructures. Journal of Civil Structural Health Monitoring. Vol. 6(1): p. 3-16.
- [9] Farrar, C.R.; Worden, K. (2013) Structural Health Monitoring: A Machine Learning Prespective, ed. Wiley, Chichester: Wiley.

- [10] Sousa Tomé, E. (2019) Smart Structural Health Monitoring Applied to Management and Conservation of Bridges. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Tese de Doutoramento.
- [11] Santos, J.P. (2014) Smart structural health monitoring techniques for novelty identification in civil engineering structures. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa, Tese de Doutoramento
- [12] Sousa Tomé, E.; Pimentel, M.; Figueiras, J. (2019) Online early damage detection and localisation using multivariate data analysis: Application to a cable-stayed bridge. Structural Control and Health Monitoring. Vol. 26: e2434.
- [13] Cross, E.J.; Worden, K.; Chen, Q. (2011) Cointegration: a novel approach for the removal of environmental trends in structural health monitoring data. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences. Vol. 467(2133): p. 2712-2732.
- [14] Sousa Tomé, E.; Pimentel, M.; Figueiras, J. (2020) Damage detection under environmental and operational effects using cointegration analysis – Application to experimental data from a cable-stayed bridge. Mechanical Systems and Signal Processing. Vol. 135: p. 106386.
- [15] Fan, Z.-Y.; Huang, Q.; Ren, Y.; Zhu, Z.-Y.; Xu, X. (2020) A cointegration approach for cable anomaly warning based on structural health monitoring data: An application to cable-stayed bridges. Advances in Structural Engineering. Vol. 23(13): p. 2789-2802
- [16] Coletta, G.; Miraglia, G.; Pecorelli, M.; Ceravolo, R.; Cross, E.; Surace, C.; Worden, K. (2019) Use of the cointegration strategies to remove environmental effects from data acquired on historical buildings. Engineering Structures. Vol. 183: p. 1014-1026.
- [17] Sousa Tomé, E.; Pimentel, M.; Figueiras, J. (2018). Structural response of a concrete cable-stayed bridge under thermal loads. Engineering Structures. Vol. 176: p. 652-672.
- [18] Johnson, R.A.; Wichern, D.W. (2013) Applied Multivariate Statistical Analysis. 6 edition ed, Harlow: Pearson. 776.
- [19] Dao, P.B.; Staszewski, W.J. (2013) Cointegration approach for temperature effect compensation in Lamb-wave-based damage detection. Smart Materials and Structures. Vol. 22(9).
- [20] Dickey, D.A.; Fuller, W.A. (1981) Likelihood Ratio Statistics for Autoregressive Time Series with a Unit Root. Econometrica. Vol. 49(4): p. 1057-1072.
- [21] Johansen, S. (1988) Statistical analysis of cointegration vectors. Journal of Economic Dynamics and Control. Vol. 12(2): p. 231-254.
- [22] Dao, P.B.; Staszewski, W.J.; Klepka, A. (2017) Stationarity-Based Approach for the Selection of Lag Length in Cointegration Analysis Used for Structural Damage Detection. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. Vol. 32(2): p. 138-153.
- [23] Barata, V. (2012) Viaduto do Corgo da A.E. Transmontana. in Encontro Nacional Betão Estrutural 2012. Porto: FEUP/GPBE.
- [24] Sousa Tomé, E. (2012) Modelação do Faseamento Construtivo do Sub-viaduto Central do Viaduto do Corgo em Vila Real. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Tese de Mestrado.
- [25] Sousa Tomé, E.; Pimentel, M.; Ferraz, M.; Faria, R.d.; Félix, C.; Figueiras, J.; Barata, V.; Afonso L. (2014) *Ensaio de carga ao Viaduto do Corgo.* in 5° Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa.
- [26] Félix, C.; Rodrigues, C.; Faria, R.d.; Figueiras, J.; Afonso, L.; Barata, V. (2012) – Conceção e implementação do sistema de monitorização estrutural do Viaduto do Corgo. in Encontro Nacional Betão Estrutural 2012. Porto: FEUP/GPBE.
- [27] Posenato, D.; Kripakaran, P.; Inaudi, D.; Smith, I.F.C. (2010) Methodologies for model-free data interpretation of civil engineering structures. Computers & Structures. Vol. 88(7-8): p. 467-482.



A monitorização dinâmica na estimativa da vida útil à fadiga de um condutor de uma linha elétrica aérea de muito alta tensão

Using dynamic monitoring system to estimate the lifetime due to fatigue of a conductor from an overhead high-voltage transmission line

Raphael Faria de Mendonça Elsa Caetano

Resumo

Este artigo apresenta os resultados de um estudo sobre a fadiga num cabo condutor de uma linha elétrica aérea de muito alta tensão (LMAT). Submetidos à ação turbulenta do vento, os cabos das LMAT são suscetíveis às designadas vibrações eólicas, sendo frequente a observação de danos nos cabos condutores, nos cabos de guarda e mesmo nos isoladores. Com o objetivo de investigar tais efeitos, um sistema de monitorização dinâmica contínua foi desenvolvido e instalado num vão de uma LMAT desativada. A fim de validar a metodologia corrente de avaliação dos efeitos de fadiga baseada nas diretrizes do CIGRÉ, através da qual se estima a vida útil dos cabos condutores com base numa monitorização esparsa do deslocamento relativo medido numa secção destes elementos, é efetuada a monitorização em contínuo da aceleração numa secção de um condutor. Através da integração do sinal medido e da consideração de tempos de registo variáveis, é analisada a estimativa de vida útil, sendo evidenciada a insuficiência da monitorização esparsa do condutor correntemente recomendada.

Abstract

This article presents the results of a fatigue study of a conductor of a high-voltage transmission line. Turbulent wind loads are in the origin of vibrations, namely aeolian vibrations, inducing damage to the cable conductors, guard cables and accessories. To investigate such effects, a continuous dynamic monitoring system was developed and installed in a span of a de-activated transmission line. To assess the fatigue methodology presently recommended by CIGRÉ to estimate the remaining life of conductors based on sparse monitoring of relative displacement at a section close by their support, the acceleration at a section of a conductor is measured continuously for a certain period. By integration of the recorded signals to displacements, the CIGRÉ methodology is applied considering different periods of measurement and the estimated lifetime of the conductor is compared, evidencing the insufficiency of the present recommendation to accurately predict the conductor remaining life.

Palavras-chave: Vibrações eólicas / Fadiga em condutores / Vida útil / / Monitorização dinâmica / Rotura de cabos

Keywords: Aeolian vibrations / Conductors fatigue / Conductor remaining lifetime / Dynamic monitoring / Cable failure

Raphael Faria de Mendonça

Estudante de Doutoramento CONSTRUCT – ViBest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal raphael.mendonca@fe.up.pt

Elsa Caetano

Professora Associada com Agregação CONSTRUCT – ViBest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal ecaetano@fe.up.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.

MENDONÇA, R. [et al.] – A monitorização dinâmica na estimativa da vida útil à fadiga de um condutor de uma linha elétrica aérea de muito alta tensão . **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 15-24.

1 Introdução

Apesar do alto nível de padronização atualmente existente no projeto de linhas aéreas de muito alta tensão (LMAT), ainda existe uma considerável falta de conhecimento dos efeitos do vento turbulento no comportamento estrutural dos condutores. A ocorrência de avarias e colapsos em LMATs não é invulgar, tanto em termos de condutores e isoladores, como dos postes, do que podem resultar distúrbios na distribuição de energia elétrica com repercussões económicas significativas. Por outro lado, as dificuldades relacionadas com a instrumentação de linhas elétricas ativas têm limitado a caracterização experimental do comportamento dessas estruturas.

A disponibilidade de acesso a uma linha desativada permitiu ao Laboratório de Vibrações e Monitorização Estrutural (ViBest) da FEUP conceber um sistema de monitorização dinâmica contínua e implementá-lo num tramo representativo de uma LMAT. Entre outros objetivos deste projeto, está o da validação de uma metodologia utilizada habitualmente na caracterização da vida útil de condutores de LMAT que assenta na monitorização destes através de um dispositivo de medição autónomo instalado na linha por um período de três meses e que, ao longo desse período, regista os deslocamentos relativos numa secção junto do apoio durante intervalos de tempo de 10 s em cada 15 minutos.

A oportunidade de realizar medições em contínuo permitiu avaliar a qualidade da estimativa da vida útil com base neste período de tempo.

Neste artigo apresenta-se uma breve descrição do sistema de monitorização contínuo e alguns resultados do estudo mencionado, considerando em particular a avaliação da fadiga do condutor antes e após a instalação de amortecedores do tipo Stockbridge.

2 Caracterização da LMAT

2.1 Localização

O vão monitorizado faz parte da Linha Riba de Ave – Vermoim 1, que se desenvolve ao longo dos concelhos de Vila Nova de Famalicão, Santo Tirso e Valongo e se encontra atualmente desativada. Este vão tem uma extensão aproximada de 595 m, atravessando uma área de características rurais com vegetação esparsa e baixa densidade de construção. Imagens deste vão e do poste instrumentado são mostradas na Figura 1. No que diz respeito ao vão, a sua escolha foi feita procurando-se que este tivesse uma fixação de amarração nas duas extremidades, comprimento superior a 500 metros e se localizasse fora de zonas urbanas, possuindo uma boa exposição à ação do vento.





Figura 1 LRA.VM1: a) vão e b) poste instrumentado

2.2 Cabos

Os cabos condutores do vão monitorizado são do tipo ACSR (Aluminum Conductors Steel Reinforced), constituídos por fios de alumínio com núcleo de reforço com fios de aço. A instrumentação foi aplicada a um cabo condutor com diâmetro de 24 mm e referência BEAR - ACSR 325. Com o objetivo de posterior calibração do modelo numérico, foi realizado um levantamento topográfico que permitiu definir a tração instalada e o perfil do cabo. Esta informação é sistematizada na Figura 2.

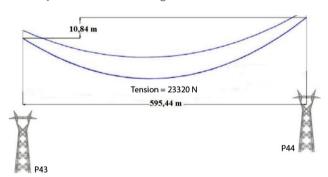


Figura 2 Perfil do cabo e força de tração instalada

2.3 Postes

Os postes P43 e P44 que suportam o vão monitorizado da LMAT (Figura 2) são iguais e designados como T1-29, sendo pertencentes à família de postes "T" com 29 m de altura útil. Trata-se de estruturas metálicas treliçadas convencionais constituídas por cantoneiras de abas iguais e ligadas entre si diretamente ou por parafusos e chapas de ligação.

2.4 Sistema de monitorização estrutural

O sistema de monitorização instalado na linha apresentado esquematicamente na Figura 3 incluiu a instrumentação do topo do poste com dois acelerómetros, em duas direções horizontais, e a instrumentação de um cabo condutor em duas secções, uma junto à amarração, com dois acelerómetros, e outra a 10 m, com outros dois acelerómetros. Imagens dos acelerómetros instalados no poste e no cabo são mostradas na Figura 4.

Com a intenção de utilizar o sistema de monitorização numa linha ativa, a tecnologia de fibra ótica foi incorporada no sistema por meio de um conjunto de sensores do tipo Bragg instalados em cinco seções do cabo conforme representação da Figura 3.

Finalmente, para caracterizar a ação do vento no condutor e no poste, um anemómetro sónico foi instalado no topo do poste.

O sistema de monitorização esteve ativo por um período de dois anos. Para avaliar o desempenho dos amortecedores Stockbridge, foi projetada e implantada uma solução de amortecimento convencional para o vão, que permitiu a monitorização do condutor dotado de amortecedores por um período de 6 meses.

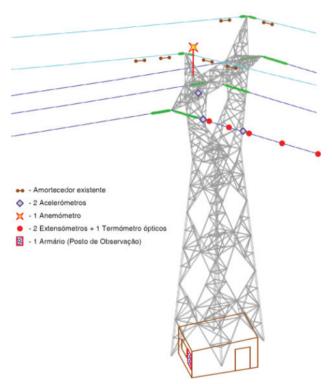


Figura 3 Localização das secções instrumentadas no vão P43-P44 da linha LRA.VM1





Figura 4 Acelerómetros instalados: a) do tipo piezoelétrico (poste) e b) MEMs (condutor)

3 Fadiga, amortecedores e dispositivos de medição de vibrações

3.1 Fadiga nos cabos condutores

Numa linha elétrica aérea, os cabos condutores representam até 40% do investimento total. Deste modo, e dado o impacto de danos nestes elementos estruturais, é essencial a sua manutenção. A fadiga por atrito é um dos problemas mecânicos mais complexos e responsável por um grande número de ocorrências de dano, devendo-se ao atrito no movimento relativo entre os fios internos do condutor e no contacto com grampos e amortecedores. Em LMATs, este fenómeno ocorre principalmente devido às vibrações eólicas. Estas vibrações ocorrem para determinadas velocidades do vento e são devidas à formação de vórtices alternados na parte superior e inferior do condutor, induzindo um movimento vertical do cabo que resulta em flexão na amarração ou ponto de suspensão próximo ao poste. A associação de esforços de flexão e tração no cabo pode levar à fadiga dos fios.

As vibrações eólicas em cabos condutores ocorrem para baixas velocidades de vento, de 0,5 m/s a 10 m/s, num intervalo de frequências de 3 Hz a 150 Hz, em que as amplitudes de vibração, expressas em função do diâmetro do condutor, têm valores de 0,01 a 1 diâmetro [1].

3.2 Curvas S-N e Curva de Segurança do CIGRÉ (CSBL)

A caracterização do desempenho à fadiga de um material é comumente realizada usando o método *stress-life* com o auxílio de curvas S-N (curvas de Wöhler), que fornecem a variação da tensão cíclica (S) com o número de ciclos até à falha (N) durante um teste de laboratório. Os critérios de paragem do teste são a falha de 10% dos fios do cabo, ou de um número específico de fios, geralmente escolhido como 3. Devido à difícil execução e aos altos custos envolvidos neste tipo de teste, o Conselho Internacional de Grandes Sistemas Elétricos (CIGRÉ) forneceu uma curva segura, denominada *Safe Border Line*, ou Curva de Segurança, a fim de facilitar às empresas a determinação da vida útil dos condutores sem necessidade de realizarem um investimento substancial. A Fig.5 mostra a curva CSBL em comparação com outros resultados de testes para uma variedade de cabos [1].

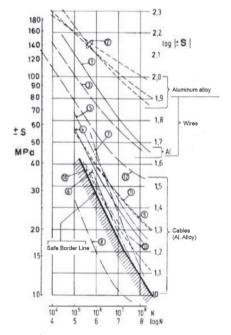


Figura 5 CIGRÉ Safe Border Line e curvas S-N [1]

A curva de segurança do CIGRÉ é dada pela expressão

$$\sigma_a = A \cdot N_i^B \tag{1}$$

As constantes A e B estão relacionadas com o número de ciclos de fadiga N_i para um determinado nível de tensão e número de camadas de fios de alumínio do condutor. A amplitude da tensão é designada como σ_a e expressa em MPa. A Tabela 1 mostra os valores desses parâmetros de acordo com [1].

Tabela 1 Constantes A e B para a curva CSBL

# de camadas	$N < 2 \times 10^7$		N > 2	2 × 10 ⁷
	А	В	А	В
1	730	-0,2	430	- 0,17
> 1	450	-0,2	263	- 0,17

3.3 Every Day Stress (EDS) e o conceito de tensão de flexão

A Every Day Stress (EDS) é a resistência à tração estabelecida pelo CIGRÉ como uma parte da resistência à tração nominal do condutor do cabo (RTS). Em geral, em linhas de transmissão aéreas de muito alta tensão, os valores de EDS variam num intervalo de 15% a 20% da RTS. Embora a falha por fadiga em condutores esteja intimamente ligada a altos valores de EDS, a crescente procura de energia tem levado as empresas a utilizarem valores de EDS crescentes, que podem chegar a 35%.

A avaliação precisa da tensão e da deformação nos condutores é uma tarefa difícil. Poffenberger e Swart [2] desenvolveram uma formulação analítica que estabelece uma relação entre a tensão de flexão dinâmica (σ_{p_s}) na camada externa dos fios e a amplitude de vibração pico a pico (Y_p) , dada por

$$\sigma_{PS} = K \cdot Y_B \tag{2}$$

A constante K nesta equação converte em tensão de flexão (0 a pico) a amplitude vertical medida a 89 mm do último ponto de contato (UPC), como mostrado na Fig.6, e é definida como

$$K = \frac{E_a \cdot d \cdot \rho^2}{4 \cdot \left(e^{-\rho \cdot x} - 1 + \rho \cdot x\right)} \left[\text{N/mm}^3 \right]$$
 (3)

onde E_a é o módulo de elasticidade do alumínio, expresso em MPa, d é o diâmetro do fio na camada externa, expresso em mm, x é a distância entre o ponto de medição e o UPC, geralmente adotado igual a 89 mm, e o parâmetro p é definido por

$$\rho^2 = \frac{T}{F_I} \tag{4}$$

Na equação (4), T é a força de tração instalada no condutor calculada usando o EDS, expressa em N, e EI é a rigidez à flexão mínima do condutor em $N.mm^2$, dada pela seguinte equação

$$EI_{\min} = n_a \cdot E_a \cdot \frac{\pi d_a^4}{64} + n_s \cdot E_s \cdot \frac{\pi d_a^4}{64} \tag{5}$$

onde n_a é o número de fios de alumínio, e d_a é o diâmetro do fio de alumínio. Os parâmetros n_s , d_s e E_s representam o número de fios de aço, o seu diâmetro e o módulo de elasticidade do aço, respetivamente.

Quando o sensor não é instalado exatamente a 89 mm do último ponto de contacto (UPC), um fator de correção de distância deve ser usado para transportar os deslocamentos medidos do local do sensor para a posição de referência. A constante *K* é extremamente sensível à secção de medição *x* e pode conduzir a maus resultados se não for avaliada adequadamente, pois pode originar o aumento

ou diminuição das tensões de flexão no ponto de ancoragem, resultando numa estimativa incorreta da vida útil do condutor. O fator de correção definido em [3] é dado por



Figura 6 Representação esquemática do grampo de suspensão do condutor e do ponto de medição da amplitude de vibração

O efeito da utilização de um ponto de medição situado a uma distância do braço de alavanca distinto de 89 mm pode ser corrigido de forma aproximada multiplicando-se todas as amplitudes registadas por fd, sendo xb a distância real da posição do sensor expressa em milímetros. De acordo com a recomendação do CIGRÈ [3], a distância de 89 mm foi selecionada para obter um deslocamento mensurável mantendo o sensor numa zona do condutor cuja forma, durante a vibração, é governada apenas pelo efeito de rigidez e não pelas forças inerciais atuando nos ciclos de vibração.

3.4 Amortecedores Stockbridge

Os amortecedores do tipo Stockbridge são os dispositivos mais usados para mitigação das vibrações eólicas. Em geral, estes dispositivos são constituídos por duas massas conectadas nas extremidades de um cabo de aço, designado como *mensageiro*. Uma abraçadeira garante a conexão entre o amortecedor e o condutor. Esta conexão permite a transmissão de deslocamentos do condutor para o amortecedor (Figura 7). As massas inerciais fixas ao cabo mensageiro induzem a sua flexão, causando dissipação de energia por fricção devida aos movimentos relativos entre os fios do cabo. A dissipação de energia ocorre num intervalo de frequências em torno das suas frequências naturais [4]. Se a soma da energia dissipada pelo condutor e pelo amortecedor Stockbridge for maior que a energia fornecida pelo vento, o condutor vibrará com menos amplitude e por menos tempo.

Porém, para garantir a eficiência do sistema, é essencial que os amortecedores sejam colocados na posição correta ao longo do cabo, geralmente nos pontos do cabo com maior amplitude de vibração mais próximos dos pontos de ancoragem. Instalar os amortecedores Stockbridge em posições incorretas pode resultar num aumento da sobrecarga mecânica no cabo, o que levará a uma vida útil reduzida. Teoricamente, um amortecedor Stockbridge deve ser colocado a uma distância de $\lambda/4$ do ponto fixo, conforme mostrado na Figura 8, onde λ é o comprimento de onda do modo a ser mitigado.

Porém, tendo em consideração que as frequências naturais do conjunto cabo-amortecedor são diferentes das frequências naturais

do cabo isolado, o CIGRÉ recomenda a instalação do amortecedor à distância [5]

$$x = 0.85 \cdot \frac{\lambda}{2} \tag{7}$$

Onde o comprimento de onda é dado por:

$$\lambda = \frac{1}{f_o} \cdot \sqrt{\frac{T}{m}} \tag{8}$$

Na equação (8), f_n é a frequência natural do cabo em Hz, T é a força de tração e m é a massa do cabo por unidade de comprimento.

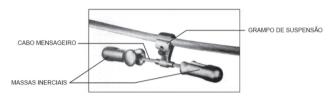


Figura 7 Amortecedor Stockbridge conectado ao cabo condutor [4]

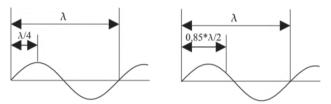


Figura 8 Distância teórica e recomendada para a instalação do amortecedor Stockbridge

O fenómeno de ressonância ocorre quando a frequência de excitação do vento se aproxima da frequência natural do cabo. Esta frequência é dependente do número de Strouhal, considerado igual a 0,185 (número recomendado para o caso específico de cabos em linhas aéreas de transmissão de alta tensão), sendo dada pela expressão

$$f = \frac{0,185 \cdot U}{d} \tag{9}$$

em que U é a velocidade do vento expressa em m/s e d é o diâmetro do condutor em m.

3.5 Dispositivo VIBREC500

Na avaliação das vibrações eólicas em cabos de linhas de transmissão elétrica são frequentemente usados dispositivos para medir amplitudes de vibração e calcular a vida útil do condutor. Neste trabalho, foi utilizado o dispositivo VIBREC500-WT (Figura 9), fabricado pela Pfisterer Sefag para medir as vibrações eólicas, registando amplitudes pico a pico, frequências de vibração e temperatura. A massa do VIBREC é de cerca de 0,7 kg, incluindo a bateria, que tem autonomia de aproximadamente um ano, dependendo da temperatura ambiente e do intervalo de tempo de aquisição. O dispositivo foi desenvolvido para cabos suportados por pinças de suspensão. Assim, o VIBREC é geralmente instalado próximo destas secções, e o sensor de medição fica localizado a uma distância de 89 mm do grampo de fixação.



Figura 9 VIBREC500-WT e grampo de fixação

Dada a necessidade de gerir a vida útil da bateria e a memória do aparelho, o VIBREC500-WT não grava dados continuamente. A aquisição padrão consiste no armazenamento de 10 segundos de dados de tempo ativo em cada intervalo de 15 minutos de inatividade, seguindo a recomendação do CIGRÉ, que determina um período mínimo de monitorização de três meses. Supondo o dispositivo ativo durante três meses, seriam registadas apenas 24,8 horas de dados, o que equivale a 0,3% do período de um ano. Esta baixa percentagem de tempo de monitorização efetiva é o motivo da realização deste trabalho, que visa caracterizar a qualidade das estimativas da vida útil dos cabos com base num período de amostragem tão curto. A Tabela 2 mostra algumas especificações do VIBREC500-WT.

Através de um software auxiliar, o VIBREC500-WT fornece uma estimativa da vida útil do condutor. A análise realizada pelo software segue os mais recentes padrões IEEE [5] e CIGRÉ [3]. Em particular, as amplitudes de pico-a-pico medidas são convertidas em tensões de flexão, usando a equação de Poffenberger-Swart (2).

Em relação à contagem de ciclos de tensão, o manual do VIBREC500-WT afirma que o dispositivo armazena automaticamente o número de meio-ciclos numa matriz de dados e o software converte os dados em vários ciclos completos.

Tabela 2 Especificações da aquisição de dados do VIBREC500-WT

Tempo Ativo de Aquisição	1 – 10s
Tempo ativo + Período de Inatividade	15s – 60 min
Velocidade do Vento	0 – 30 m/s
Gama de Frequências	0,2 – 200 Hz
Amplitude de Vibração	0 – 2 mm

Os dados são expressos por meio de uma curva S-N relacionando cada bloco de tensão com o número de ciclos, e o dano acumulado no condutor D é determinado usando a regra de Palmgren-Miner, definida pela expressão

$$D = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{M_{fi}} \tag{10}$$

e o procedimento esquematizado na Figura 10. A curva S-N obtida com os dados registados é comparada com a Safe Border Line do CIGRÉ [1], obtendo-se o valor final do dano, que é extrapolado para o período de um ano, utilizando o fator de extrapolação Fe, definido pela expressão (11), onde tano é o período de tempo de 1 ano em segundos (3153600 s) e tativo é o tempo ativo total em que ocorreram as medições, também em segundos.

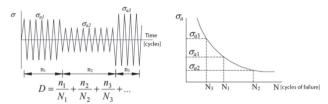


Figura 10 Regra de Palmgren-Miner

$$fe = \frac{t_{ano}}{t_{animo}} \tag{11}$$

Finalmente, o tempo de vida restante V, expresso em anos, é dado através de

$$V = \frac{1}{D} \tag{12}$$

4 Método de estimativa da vida útil do condutor

Com o objetivo de verificar se o tempo de aquisição do sinal estipulado pelo VIBREC é suficiente para caracterizar o fenómeno da fadiga em cabos condutores, o presente trabalho propõe um método de cálculo do tempo de vida por fadiga utilizando dados de monitorização contínua da estrutura.

4.1 Período de análise

Para utilizar os mesmos conceitos e formulações utilizados pelo VIBREC500-WT, um acelerómetro microeletro-mecânico (MEM#3) foi instalado próximo do ponto de ancoragem do condutor para simular a posição do dispositivo. Este sensor mede a aceleração vertical do cabo. Para efeito de comparação dos resultados, também foram utilizados os dados relativos ao acelerómetro instalado numa secção mais distante da amarração (MEM#1).

Da base de dados de monitorização contínua foram considerados dois períodos de análise com a duração de três meses durante o mesmo período de inverno, um antes e outro após a instalação dos amortecedores Stockbridge. As Figuras 11 e 12 mostram a representação dos valores eficazes da aceleração vertical em função da velocidade média do vento num período de 120 segundos em ambos os períodos de análise. Observa-se, nestas figuras, que houve uma redução significativa da aceleração vertical após a instalação dos Stockbridge para velocidades médias inferiores a 3 m/s.

O cálculo da vida útil do condutor foi então realizado considerando diferentes durações dos registos, começando com 5 s em cada período de 15 minutos, e terminando com o período completo de 15 minutos.

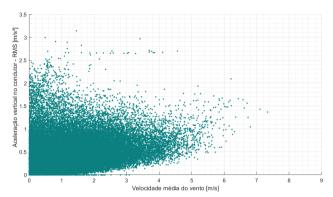


Figura 11 Valores eficazes da aceleração vertical vs velocidade média do vento para intervalos de 120 segundos durante os meses de inverno (dez/2017 e jan/fev/2018)

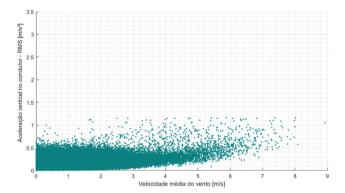


Figura 12 Valores eficazes da aceleração vertical vs velocidade média do vento para intervalos de 120 segundos durante os meses de inverno (dez/2018 e jan/fev/2019)

4.2 Processamento dos sinais de aceleração

De forma a efetuar o cálculo da vida útil à fadiga, é necessário realizar um conjunto de operações de processamento das séries colhidas de aceleração. Em primeiro lugar, são eliminados o offset, "outliers" e registos com valores ausentes. Numa segunda fase, o sinal é filtrado de modo a remover o conteúdo em frequência fora do intervalo de interesse do ponto de vista das vibrações eólicas do cabo. No presente caso, esse intervalo é determinado usando a equação (9) e considerando como relevante uma variação de velocidade de vento de 0,5-7 m/s

$$f = \frac{0,185 \cdot [0,5;7]}{0.02345} \approx [4 \text{ Hz}; 60 \text{ Hz}]$$
 (13)

O filtro aplicado foi do tipo Butterworth com 8 pólos e uma frequência de corte de 4 Hz a 60 Hz. Numa terceira fase e, dado que a determinação da tensão de flexão no cabo segue a equação (2), torna-se necessário efetuar uma dupla integração das séries de aceleração medidas. Esta integração é realizada no domínio da frequência de modo a evitar erros numéricos. A Tabela 3 mostra os parâmetros utilizados na equação de Poffenberger-Swart (2) considerando as características do condutor em análise.

Após conversão do sinal de deslocamento num sinal de tensão, o método Rainflow de contagem de ciclos é aplicado e a regra de Palmgren-Miner é usada para determinar a vida útil do condutor.

Tabela 3 Parâmetros da equação de Poffenberger-Swart no caso de estudo

Módulo de Elasticidade do Alumínio, $\boldsymbol{E_a}$	70000 MPa
Módulo de Elasticidade do Aço, $E_{\rm s}$	200000 MPa
Diâmetro do fio de alumínio, $d_{\scriptscriptstyle a}$	3,35 mm
Diâmetro do fio de aço, $d_{\rm s}$	3,35 mm
Número de fios de alumínio, $n_{_{a}}$	30
Número de fios de aço, $n_{_{\rm S}}$	7
Rigidez à flexão do condutor, <i>EI_{min}</i>	2,163 × 107 N/mm ²
Tensão do Cabo, T	23 320 N
Constante de Poffenberger-Swart, K	31,981 N/mm ³
Distância ao UPC, x	89 mm

5 Estimativa da vida útil do condutor

5.1 Análise do período de 3 meses de dados de monitorização contínua

Mostram-se na Figura 13 e na Tabela 4 (colunas 2 e 3) os resultados do cálculo da vida útil do condutor considerando registos de aceleração de duração variável ente 5 s e 600 s em cada período de 15 minutos, tomando como referência os períodos de 3 meses análogos de inverno, antes e após a introdução dos amortecedores Stockbridge.

Tabela 4 Constantes A e B para a curva CSBL

			LMAT				
Aquisição		[anos] málise		[anos] Inálise	Dif. (%) Dif. (
[s]/15 min	Antes Amort.	Depois Amort.	Antes Amort.	Depois Amort.	Antes Amort.	Depois Amort.	
5	10,1	200	9,9	248	1,1%	24,0%	
10	7,7	167	7,9	152	2,2%	9,0%	
30	6,1	136	6,2	141	1,0%	3,7%	
60	5,9	132	6,1	123	4,3%	6,8%	
90	5,9	127	5,7	122	2,0%	3,9%	
120	5,58	124	5,7	127	1,0%	2,4%	
180	5,5	126	5,6	123	0,0%	2,4%	
300	5,6	123	5,4	123	0,7%	0,0%	
600	5,3	119	5,4	123	2,7%	3,4%	

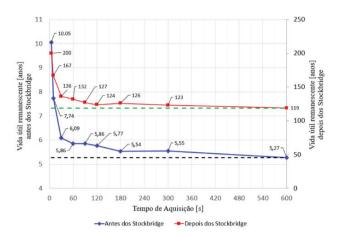
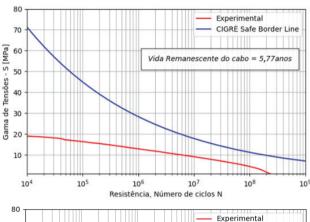


Figura 13 Vida útil vs Tempo de aquisição

A observação da Tabela 4 e da Figura 13 mostra que a vida útil do condutor tende para 5 anos com o aumento do tempo de aquisição no cabo antes da instalação dos amortecedores Stockbridge. Por outro lado, as análises do cabo com amortecedores mostram um aumento considerável da vida útil, que tende para 119 anos. Isso ocorre devido à energia dissipada pelos amortecedores, reduzindo a amplitude de vibração e, consequentemente, reduzindo as tensões no ponto de ancoragem. Na Figura 13 é possível observar que o tempo de aquisição de 10s para 15 minutos de intervalo utilizado por padrão no VIBREC500-WT não é suficiente para uma estimativa razoável do tempo de vida, e menos ainda para intervalos de tempo menores que 10s, valores estes permitidos na configuração do dispositivo. Pode-se observar também que os valores de tempo de vida obtidos para a condição sem amortecimento e com amortecimento para os diferentes períodos de análise dos dados apresentam uma variação assintótica após um período de 60s / 15min de aquisição de dados. Assumindo a recomendação do CIGRÉ de aquisição de dados usando o tempo de 10 s/15 min, ao final de 3 meses, a quantidade de dados analisados é de 86400s em comparação com os 518 400 s usando 60 s/15 min. Usualmente, o tempo de vida é expresso em anos e os dados são extrapolados para este período. Considerando o período de aquisição do VIBREC500-WT, este representa 0,27% do ano. Como afirmado anteriormente, este tempo não é suficiente para caracterizar o fenómeno da fadiga devido às vibrações eólicas. Considerando os resultados obtidos com este condutor específico, recomenda-se realizar a análise no domínio do tempo usando pelo menos 120 s/15 min para uma estimativa confiável da vida útil de um cabo condutor, tempo este, que representa 1036800 s ou 3,3% do ano. A Figura 14 mostra a comparação da curva de dano acumulado com a CIGRÉ Safe Border Line para registos de 120 s sem e com amortecedor, permitindo concluir da segurança à fadiga no caso de não serem instalados amortecedores Stockbridge no cabo condutor.

Com o intuito de validar o algoritmo desenvolvido, foi repetida a análise descrita com um segundo conjunto de dados extraídos por desfasamento dos registos colhidos. A Figura 15 mostra os resultados obtidos através deste segundo conjunto de cálculos, que são também apresentados nas colunas 4 e 5 da Tabela 4.

Nota-se que os resultados obtidos na segunda análise são muito próximos dos obtidos no estudo inicial com o primeiro conjunto de dados, de acordo com o evidenciado nessa tabela.



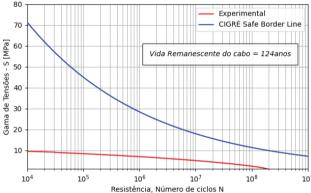


Figura 14 Dano acumulado vs CIGRÉ Safe Border Line, antes (em cima) e após (em baixo) instalação de amortecedores Stockbridge

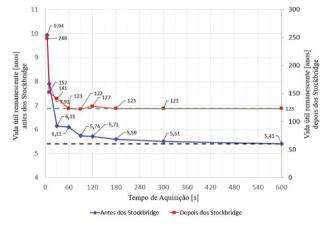


Figura 15 Vida útil vs Tempo de aquisição, resultados do cálculo com o segundo conjunto de dados

As duas análises acima descritas foram realizadas numa gama de frequências de 4 a 60 Hz, compatível com as velocidades do vento que dão origem às vibrações eólicas num intervalo de 0,5 a 7 m/s. Entretanto, pode ser observado nos gráficos da Figura 11 e Figura 12 que os valores das velocidades médias do vento no período de 120 s superam o valor de 7 m/s utilizados anteriormente como limite superior do filtro Butterworth. Desta forma, para incorporar os efeitos das velocidades de vento até 10m/s, decidiu-se modificar o filtro aplicado às séries temporais, ampliando a gama de frequências até 80 Hz. Em resultado dessa alteração, foi detetada uma redução da vida útil do cabo condutor. Este resultado já era esperado, uma vez que, ampliando-se a gama de frequências dos sinais, incorporamse também os danos associados às frequências mais elevadas. Neste estudo específico, a diferença média nos resultados é de cerca de 4%, como se pode constatar na Tabela 5 para o período antes e após a instalação dos amortecedores.

Tabela 5 Comparação entre resultados com diferentes velocidades

LMAT							
		Vida [anos] – 3 meses					
Aquisição [s]	Antes	Amort.	Depois Amort.		Amort.	Amort.	
	até 7 m/s	até 10 m/s	até 7 m/s	até 10 m/s	Dif. (%)	Dif. (%)	
5	10,5	9,68	200	195	3,8%	2,4%	
10	7,4	7,63	167	164	1,5%	2,1%	
30	6,09	5,94	136	131	2,5%	3,5%	
60	5,86	5,60	132	126	4,6%	4,4%	
90	5,86	5,59	127	120	4,7%	6,1%	
120	5,77	5,44	124	117	6,1%	6,4%	
180	5,54	5,16	126	116	7,3%	8,3%	
300	5,55	5,11	123	112	8,5%	9,6%	
600	5,27	5,11	119	113	3,1%	5,3%	

5.2 Análise da representatividade do período de monitorização contínua

Uma segunda questão levantada no presente estudo prende-se com a validade da adoção de um período de monitorização de 3 meses no cálculo da vida útil de um condutor proposta pelo CIGRÉ. Tirando proveito da extensa base de dados colhida, realizou-se uma análise da fadiga considerando um período de monitorização de 6 meses. A Tabela 6 mostra os resultados para 3 e 6 meses de dados analisados antes da instalação dos amortecedores Stockbridge, permitindo concluir que, embora percentualmente variáveis, no presente caso não existe uma diferença significativa na vida do cabo nos períodos analisados, que é da ordem de 5 anos. Deste modo, parece ser pertinente a recomendação do CIGRÉ de monitorização por 3 meses.

Tabela 6 Comparação entre resultados com diferentes períodos de análise

			LMAT			
Aquisição	Vida – 3 m			[anos] neses	Dif. (%) Dif. (%	
[s]/15 min	'15 min Antes Depois Ar		Antes Amort.	Depois Amort.	Antes Amort.	Depois Amort.
5	10,5	200	11,45	235	2,0%	17,5%
10	7,74	167	8,12	175	8,5%	4,8%
30	6,09	136	6,44	152	7,2%	11,8%
60	5,86	132	6,23	133	10,2%	0,8%
90	5,86	127	5,66	121	3,8%	4,7%
120	5,77	124	5,51	119	0,4%	4,0%
180	5,54	126	5,51	118	5,3%	6,3%
300	5,55	123	5,51	118	3,6%	4,1%
600	5,27	119	5,51	118	5,9%	0,8%

6 Conclusões

A instalação de um sistema de monitorização numa linha LMAT permitiu a observação contínua da aceleração junto da secção de amarração de um condutor e a análise automática da resposta do cabo com o objetivo de avaliar a recomendação atual do CIGRÉ em relação ao período de monitorização necessário para estimar a vida útil à fadiga de um condutor em linhas elétricas aéreas de muito alta tensão. Foram testados diferentes períodos de aquisição intermitente de dados num tempo global de monitorização de 3 meses e ensaiaram-se dois intervalos de frequência associados a diferentes intervalos de velocidades de vento com potencial para originarem vibrações eólicas. Concluiu-se que, no caso presente, o tempo de vida útil no cabo condutor não foi praticamente modificado com a modificação do intervalo de frequências analisado, de 4 Hz a 60 Hz. Em contrapartida, foi possível observar uma variação assintótica da estimativa da vida útil do cabo ao aumentar o tempo de amostragem de 5 s por cada 15 minutos de tempo para o total de 15 minutos. Concluiu-se que a recomendação do CIGRÉ da utilização de 10 s de dados origina estimativas de vida útil dos condutores não conservativas e muito distintas do valor assintótico, o qual pode ser obtido de forma aproximada com cerca de 120 s de dados.

Em contrapartida, foi possível verificar que a extensão do tempo de monitorização de 3 meses para 6 meses não levou a estimativas de tempo de vida do condutor substancialmente diferentes, sendo neste aspeto validada para o caso presente a recomendação do CIGRÉ.

Além disso e, dado que foram colhidos sinais antes e após a instalação de amortecedores Stockbridge, foi possível avaliar a sua grande contribuição em termos de acréscimo da vida útil do cabo.

Embora mais estudos devam ser realizados para validar o uso dos sinais de aceleração obtidos a partir da monitorização contínua em alternativa à monitorização de deslocamentos relativos, esta pode ser uma boa alternativa para avaliar a vida útil de um condutor, particularmente numa solução baseada em sensores óticos que possam ser instalados numa linha ativa.

Agradecimentos

Este trabalho foi apoiado financeiramente por: Financiamento Base - UIDB / 04708/2020 e Financiamento Programático – UIDP / 04708/2020 da CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado com fundos nacionais através da FCT / MCTES (PIDDAC), e pelo Projeto PTDC / ECM-EST / 2110/2014 - POCI-01-0145-FEDER-016877 – financiado com fundos FEDER através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com fundos nacionais através da FCT – Fundação para Ciência e Tecnologia, IP. É também reconhecido o apoio financeiro concedido pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) ao primeiro autor através da bolsa de doutoramento 2020.07461.BD. Agradece-se ainda à Rede Elétrica Nacional (REN) o apoio concedido à concretização deste projeto, nomeadamente em termos do auxílio à montagem de instrumentação na linha.

Referências

- [1] EPRI EPRI Transmission Line Reference Book: Wind-Induced conductor Motion. Palo Alto, CA: 2006. 1012317.
- [2] POFFENBERGER, J.C.; SWART, R.L. Differential Displacement and Dynamic Conductor Strain. IEEE Transactions Paper, Vol. PAS-84, 1965, pp. 281-289.
- CIGRE SCB2-08 WG30 TF7 2007 "Fatigue endurance capability of conductor Conductor/Clamp Systems-update of Present Knowledge." CIGRE-TB 332, 2007.
- [4] GUEDES, A.V; MATT, C.F.; CAVALCANTI, E.S.C. Experimental Investigation of The Dynamic Behavior of Stockbridge Dampers. 18th International Congress of Mechanical Engineering. Ouro Preto/MG, 2005.
- [5] IEEE "Guide for Aeolian Vibration Field Measurements of Overhead Conductors." std 1368, 2006.
- [6] CAETANO, E; BASTOS, F; ROCHA, D. Projeto de Monitorização de Linha Elétrica Aérea de Muito Alta Tensão - Fase 2. Relatório Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas, fevereiro 2016.



Medição da extensão em laminados de CFRP pré-esforçados no reforço de elementos de betão a partir de imagens: machine learning versus deep learning

Measuring strain in pre-stressed CFRP laminates for reinforcement of concrete members from images: machine learning versus deep learning

André G. Araújo Habibu Mukhandi Micael S. Couceiro Jónatas Valença Eduardo Júlio

Resumo

O reforço de estruturas de betão armado com laminados de CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) tem sido uma solução amplamente adotada para estruturas de grande vão. A medição do nível de deformação durante a aplicação do pré-esforço é de extrema importância, o que geralmente envolve instrumentação de elevado custo e difícil instalação. Nos últimos anos, novos métodos têm vindo a surgir, de forma a mitigar este constrangimento. Seguindo essa premissa, este trabalho apresenta uma arquitetura para a medição do nível de deformação em laminados de CFRP com base em imagens. É efetuada uma comparação com vários métodos existentes, a partir de imagens sintéticas digitalmente deformadas, considerando uma câmara de infravermelho de baixa resolução. Foram considerados métodos tradicionais de machine learning e de deep learning, tendo os últimos revelado maior precisão e exatidão.

Abstract

The strengthening of reinforced concrete structures with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) laminates has been a widely adopted solution for large span structures. The evaluation of the level of deformation during the application of pre-stress is extremely important, which generally involves instrumentation of high cost and difficult installation. In recent years, new methods have emerged in order to mitigate this constraint. Following this premise, this work presents a contact-free architecture for measuring the strain level in CFRP laminates based on images. A benchmark with several computer vision methods is performed, based on digitally deformed images considering a low-resolution infrared camera. Traditional methods of machine learning and deep learning were considered, with the latter showing greater precision and accuracy.

Palavras-chave: Machine learning / Deep learning / Visão por computador / / Laminados CFRP / Monitorização de extensão Keywords: Machine learning / Deep learning / Computer vision / CFRP laminates / / Strengthening RC / Strain monitoring

André G. Araújo

Investigador / CTO IST, Universidade de Lisboa / Ingeniarius, Lda. Lisboa, Portugal andre.araujo@tecnico.ulisboa.pt

Habibu Mukhandi

Investigador ISR, Universidade de Coimbra Coimbra, Portugal habib_mukhandi@yahoo.com

Micael S. Couceiro

CEO - Investigador Ingeniarius, Lda - ISR, Universidade de Coimbra Coimbra, Portugal micael@ingeniarius.pt

Jónatas Valença

Investigador CERIS, IST-ID, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal jonatas.valenca@tecnico.ulisboa.pt

Eduardo Júlio

Professor CERIS, IST, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal eduardo.julio@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.

ARAÚJO, A. [et al.] – Medição da extensão em laminados de CFRP pré-esforçados no reforço de elementos de betão a partir de imagens: machine learning versus deep learning. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 25-38.

1 Introdução

O reforço de estruturas de betão armado com laminados pré-esforçados de CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) é uma solução amplamente utilizada. O pré-esforço é aplicado através de macacos hidráulicos com controle de força realizado por células de carga (Figura 1). Nos casos mais relevantes, é usada instrumentação tradicional, como transdutores e extensómetros, que permitem a monitorização direta da deformação aplicada. No entanto, é uma solução demorada e trabalhosa e, na maioria dos casos, o pré-esforço é estimado indiretamente pela força aplicada.

Muitos investigadores propõem o uso de sensores de fibra óptica para monitorizar a deformação [1]. Esta é uma solução eficaz, mas a sua precisão diminui com o tempo devido ao desgaste inerente da fibra. Além disso, é uma solução bastante dispendiosa. Outros investigadores [2] sugerem a medição de resistência elétrica dos laminados de CFRP, calculando a diferença de potencial para medir a deformação do material. Vários métodos têm também sido propostos para monitorizar a durabilidade dos laminados de CFRP através da variação da resistência elétrica ao longo do tempo. Estes métodos são económicos e utilizam as próprias fibras de carbono como sensores, sendo sistemas de deteção automática. A alteração da resistência elétrica permite medir a deformação aplicada e o desgaste das fibras de carbono. Estes métodos automáticos apresentam uma elevada precisão para monitorizar danos, quando comparados a outros métodos de medição de deformação, pois efetuam uma medição direta dos danos internos, detetando a mudança na condutividade da fibra de carbono. No entanto, como noutros métodos existentes, exigem requisitos de montagem e de configuração complexos e demorados. Além disso, implicam a instalação de elétrodos, que necessitam de estar em contacto com os laminados para que a condutividade elétrica possa ser medida entre dois pontos. Neste caso, é necessário polir o laminado para garantir que a resistência elétrica varie linearmente com a deformação imposta. Neste contexto, métodos sem contacto como os baseados na visão por computador e inteligência artificial representam uma solução atrativa e um contributo importante, pois podem apresentar várias vantagens na monitorização da aplicação do pré-esforço em laminados de CFRP, do ponto de vista técnico e económico.

A visão por computador tem sido utilizada numa grande variedade de aplicações em engenharia civil, incluindo engenharia de estruturas, onde o processamento de imagem e a fotogrametria são aplicados para monitorizar deslocamentos, deformações ou a fendilhação [3, 4]. No entanto, a instrumentação tradicional ainda é bastante utilizada, apesar de ser fortemente dependente de técnicos especializados. Atualmente, o potencial oferecido pela machine learning e inteligência artificial, combinado com a visão computacional, disponibiliza uma ampla gama de aplicações, e permite melhorias significativas em relação às abordagens existentes [5, 6]. Várias áreas da engenharia civil obtiveram resultados promissores utilizando machine learning [7,8].

Neste artigo é proposta uma arquitetura sem contacto para medir a extensão em laminados de CFRP, com base em imagens adquiridas por uma câmara de baixa resolução e custo reduzido. O objetivo principal é fornecer uma solução automática que seja

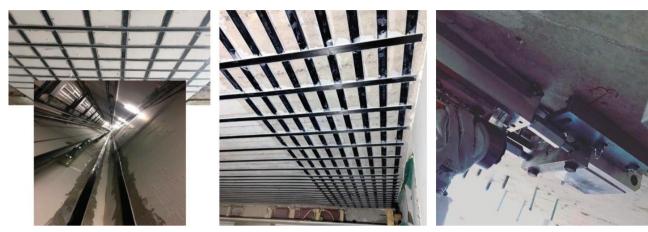


Figura 1 Aplicação de pré-esforço em laminados de CFRP com macacos hidráulicos. (Imagem cedida por S&P, Clever Reinforcement Ibérica – Materiais de Construção, Lda.)

economicamente viável, precisa, fácil de utilizar, e com elevada fiabilidade na medição da extensão nos laminados durante a aplicação de pré-esforço. A arquitetura proposta está baseada em algoritmos de visão por computador, e nesta fase do estudo o foco é a comparação de várias abordagens, aplicadas e validados em imagens sintéticas. Estas imagens foram geradas com uma resolução de 0,25 mm/pixel e considerando a adição de ruído, para simular situações reais de aquisição. De forma a tornar a simulação mais realista, foi aplicado um coeficiente de *Poisson* [9] à deformação, considerando o material homogéneo e isotrópico, o qual contrai transversalmente de forma proporcional ao alongamento na direção longitudinal. A arquitetura é avaliada considerando a exploração e a comparação de vários algoritmos, que incluem abordagens tradicionais de *machine learning* e métodos de *deep learning*.

2 Dados a analisar

2.1 Características da imagem

Foram produzidas imagens sintéticas para simular a aquisição com a câmara RealSense D435, que tem as seguintes características: distância focal de 1,93 mm; sensor com 5,252 mm \times 4,478 mm (sSmm) e 1750.6667 px \times 1492.67 px (sSpx), e pixel de 3 μ m \times 3 μ m (Figura 2). A câmara está localizada em posição fronto-paralela a 150 mm do laminado, capturando imagens de 330 mm na maior dimensão do sensor, o que resulta numa resolução espacial de 4 px/mm. Estes requisitos garantem que o sensor da câmara capta objetos com 330 mm de comprimento e 50 mm de largura. As imagens sintéticas foram geradas com base nesses requisitos, com resolução de 1320 px \times 200 px e um padrão de três faixas paralelas impressas. As três faixas têm 10 mm de largura e 30 mm de comprimento, e uma distância de 50 mm entre si (Figura 2).

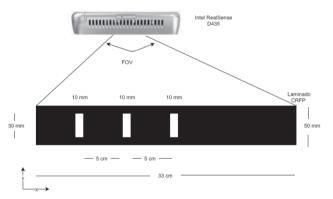


Figura 2 Configuração da aquisição de imagens do laminado com Intel RealSense D435

2.2 Deformação das imagens e ruído

As imagens foram deformadas recorrendo ao método de interpolação bi-cúbica, na direção do eixo do laminado (eixo x) para simular 101 níveis de deformação, no intervalo de 0% e 10% com incrementos de 0,1%, num segmento de laminado com 330 mm de comprimento. Por outras palavras, o redimensionamento da imagem é usado para simular a força aplicada no laminado, multiplicando a posição de cada pixel por um fator fx [10]. O valor de fx é 1 quando a deformação imposta é 0%, 1,001 para 1%, e assim por diante. Adicionalmente, foi adicionado ruído às imagens sintéticas para simular as condições reais, como a existência de diferentes condições de iluminação (uma imagem pode ser parcialmente ou totalmente exposta à luz ou sombra), ruído devido à variação térmica do sensor ou à natureza do comprimento de onda infravermelha, entre outras. Os tipos de ruído gerados e aplicados

foram os seguintes: Gaussian Noise [11], Salt Noise [12], Pepper Noise [12], Speckle Noise [13], Salt & Pepper Noise [14] e Poisson Noise [14] (Figura 3). O ruído gaussiano foi adicionado para simular o efeito do ruído térmico em dispositivos eletrónicos, devido ao aquecimento do sensor da câmara. O Salt Noise é frequentemente adotado para simular o efeito que uma imagem exposta à luz com pixéis brilhantes em locais aleatórios. Da mesma forma, o ruído Pepper simula o efeito de uma imagem sem iluminação adequada, com pixéis escuros em locais aleatórios. A junção entre o ruído Salt & Pepper combina os dois efeitos, ou seja, produz uma imagem parcialmente sobre-exposta com algumas partes sub-expostas, originando a presença de pixéis escuros e claros, simultaneamente, e em locais aleatórios. O ruído de Poisson foi adicionado para modelar a natureza estatística das ondas eletromagnéticas, como as ondas infravermelhas, sendo o espectro fornecido pela câmara RealSense D435. As fontes infravermelhas emitem vários fotões por unidade de tempo, sendo suscetíveis à flutuação aleatória dos fotões. Isso leva a uma imagem com aleatoriedade espacial e temporal. O ruído de Poisson, também chamado de ruído quântico (fotão), fornece esse efeito. O ruído Speckle simula o efeito de um fenómeno de interferência comum, designado speckle, que ocorre devido à rugosidade da grande maioria das superfícies numa determinada escala do comprimento de onda do espectro eletromagnético.

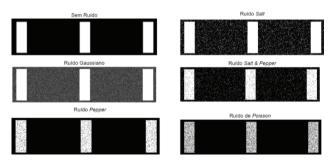


Figura 3 Imagens geradas sinteticamente, com diferentes tipos de ruídos

2.3 Treino, validação e teste

O conjunto de dados foi gerado, criando para cada nível de extensão, uma imagem sintética sem ruído (isto é, imagem original) e 29 imagens com ruído, resultando assim em 30 imagens para cada nível de deformação imposta (0‰ a 10‰ em intervalos de 0.1‰). Isto resulta num total de 3030 imagens, 30 imagens para cada um dos 101 níveis de deformação impostos. Os métodos de machine learning e deep learning adotados são baseados em três subconjuntos do conjunto principal de dados: treino, validação e teste. Assim, a partir do conjunto de dados originais (3030 imagens), a imagem original e 19 imagens com ruído, para cada nível de deformação, foram utilizadas para o treino; enquanto as restantes 10 imagens com ruído foram utilizadas para teste. Isto resulta num total de 2020 imagens para treino, e 1010 imagens para teste. Por outro lado, 10% do conjunto de treino foi utilizado para validação (202 imagens), ficando os restantes 90% para treino (1818 imagens). É de salientar que o conjunto de validação só é utilizado após cada etapa de treino dos modelos, com a intenção de avaliar qual destes tem o melhor desempenho. Os modelos voltam à etapa de treino para melhorar o seu resultado de acordo com o desempenho avaliado com o conjunto de validação. Os modelos com melhor desempenho são utilizados para a previsão de resultados dos dados não utilizados, ou seja, do conjunto de dados de teste.

3 Metodologia

3.1 Arquitetura

A Figura 4 apresenta a arquitetura geral proposta para medir o nível de deformação em laminados CFRP, usando *machine learning* e *deep learning*.

A arquitetura começa com as imagens de treino, cujas deformações impostas podem ser estimadas através de métodos tradicionais de machine learning ou deep learning. No caso da abordagem tradicional de machine learning, foram selecionados cinco dos métodos mais comuns presente na literatura, nos vários domínios de aplicação. Na aplicação destes métodos as imagens são sujeitas a várias etapas de pré-processamento, tais como: i) correspondência de modelos para extrair um determinado padrão entre vários; ii) eliminação do ruído das imagens; iii) extração de features (características específicas); e iv) estimativa da deformação dada através de machine learning. Por outro lado, a abordagem de deep learning: i) utiliza as imagens de treino e deformação imposta como dados de entrada; e ii) realiza uma estimativa em toda a extensão da deformação considerada.

3.2 Machine learning tradicional

A partir das imagens da Figura 2, podem ser extraídos os limites e formas das faixas padrão para obter um conjunto de cinco features: a largura das três faixas, o espaçamento entre a primeira e a segunda faixa, e o espaçamento entre a primeira e a terceira faixa. Foram aplicadas e avaliadas várias abordagens de machine learning. Para os algoritmos de machine learning tradicionais, a entrada [x]compreende o conjunto de features escolhidas manualmente pelo utilizador, ou seja, a largura de cada faixa padrão, posição e distâncias de uma faixa para outra, e os níveis de deformação impostos correspondentes são usados como variável alvo [y]. Ao adotar machine learning com métodos de regressão (regressão porque os níveis de deformação são contínuos e não discretizados), esses recursos extraídos são processados por um algoritmo de otimização, para que seja definida uma função (provavelmente uma função não linear) capaz de fornecer a relação mais adequada entre as features e o nível de deformação. Isso é obtido calculando os pesos que levam ao desvio mínimo entre a deformação prevista e a deformação imposta. Para os métodos tradicionais de *machine* learning foram usados os seguintes algoritmos de optimização: Regressão polinomial, Fully Connected Neural Network (FCNN), Regressão Support Vector (SVR), Decision Tree e Random Forest. Dada a conhecida suscetibilidade desses métodos ao ruído, as imagens são primeiro filtradas e, posteriormente, as features são extraídas das imagens aplicando o detetor Canny Edge.

Aplicação de filtros

As faixas padrão não são detetadas com a presença de ruído nas imagens. De forma a facilitar o funcionamento dos algoritmos

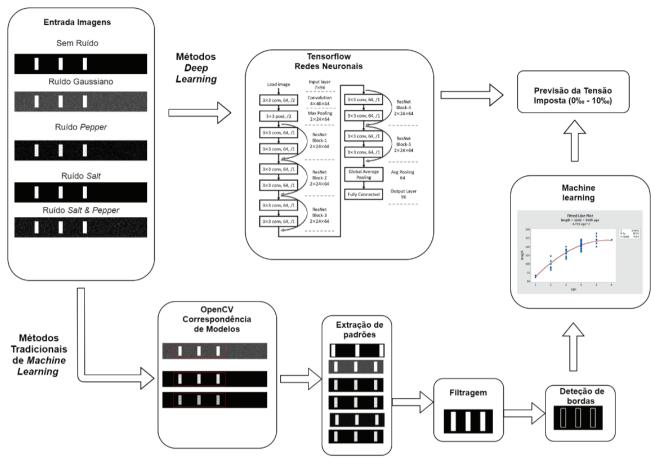


Figura 4 Esquema de arquitetura geral do sistema

de machine learning foram usados diferentes tipos de filtros para remover o ruído nas imagens, nomeadamente: i) Filtro de média não local — é baseado num princípio simples, substituir a cor de um pixel pela média ponderada das cores dos pixéis semelhantes [15]. Os pesos dados aos pixéis são calculados por uma função de similaridade, como a função gaussiana. Este método é eficaz na remoção da maioria dos tipos de ruídos nas imagens, preservando os limites dos objetos; ii) Filtro de mediana — calcula a mediana de todos os pixéis numa janela e o pixel central é substituído por este valor mediano. É altamente eficaz na remoção de ruído Salt & Pepper [16].

Deteção dos limites

Conforme abordado anteriormente, as features são extraídas das imagens usando o detetor Canny Edge. Na prática, um padrão é extraído usando o Template Matching [17] e o Canny Edge [18] é usado para saber a posição e a forma de cada faixa padrão. Depois de impor extensão ao laminado, o espaçamento entre as faixas e as suas larguras aumentam. A partir dessas alterações, podem ser extraídas as cinco medidas anteriormente mencionadas (Figura 2), que são usadas como entrada para um algoritmo de machine learning tradicional (Figura 5).

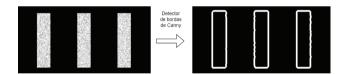


Figura 5 Aplicação do detetor de limites Canny Edge

Métodos de machine learning implementados

Como referido anteriormente, foram testados cinco métodos de *machine learning* para resolver o problema de regressão, considerando as cinco *features* de entrada extraídas das imagens $(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5)$. Espera-se que os métodos forneçam um resultado [y] que represente o nível de deformação relacionada com um determinado conjunto de *features* de entrada. De seguida são descritos resumidamente cada um dos cinco métodos adotados:

Regressão Polinomial – é um algoritmo de regressão linear com recursos polinomiais [19]. A regressão linear tenta encontrar uma relação linear entre os recursos de entrada [x] e a variável de destino ou alvo [y]. No entanto, ao introduzir características polinomiais, é possível encontrar uma função não linear capaz de mapear as

cinco features $(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5)$, com uma estimativa do nível de deformação (y_i) para um domínio, onde um relacionamento não linear pode ocorrer. Esta é a razão pela qual a regressão polinomial foi selecionada, devido à não linearidade da relação entre a variável alvo e os cinco recursos. A regressão polinomial combina as cinco features tais como $h(x) = \theta_0 + \theta_{1n} x_1^n + \theta_{2n} x_2^n + \theta_{3n} x_3^n + \theta_{4n} x_4^n + \theta_{5n} x_5^n + \theta_6 x_1 x_2 + \theta_7 x_1 x_2 x_3 + \theta_8 x_1 x_2 x_3 x_4 + (...), normalmente, <math>n = 1, 2, 3, 4,$ onde os θ são coeficientes do modelo e h(x) é o valor previsto pelo modelo de regressão polinomial.

Decision Tree – é um método supervisionado que cria um modelo que prevê o valor de uma variável alvo através da aprendizagem de heurísticas simples inferidas dos dados [20, 21]. As regras aprendidas são aplicadas na divisão de ramos de 'árvore', que dividem as features, minimizando a função de custo, usando divisão binária recursiva e, em seguida, usando a 'poda' de complexidade de custo mínimo para reduzir a variância do modelo. Uma árvore de decisão pode aprender uma relação não linear entre recursos e uma variável de destino sem parâmetros. Conforme abordado anteriormente, as cinco características extraídas das imagens possuem uma relação não linear com a variável alvo. O processo de localização dos hiperparâmetros ideais é denominado de ajuste de hiperparâmetros. O único hiperparâmetro a ser ajustado é a profundidade da árvore. A profundidade máxima ótima é determinada por validação cruzada, sendo a árvore ótima usada para inferência nos dados de teste.

Regressão Random Forest — é um meta-estimador, que se ajusta a uma série de classificadores de árvores de decisão, ou regressões, em várias sub-amostras do conjunto de dados, usando a média para melhorar a precisão preditiva e controlar a variância [22]. O Random Forest comporta-se como Bootstrap Aggregation (Bagging) quando cada árvore usa todos os recursos do conjunto de dados. Além disso, seleciona um subconjunto de recursos aleatoriamente por cada divisão de cada árvore, para evitar a correlação da árvore, num processo denominado decorrelação. Assim como acontece com as árvores de decisão, o ajuste do hiperparâmetro é usado para obter o número ideal de árvores no método e o subconjunto ótimo de recursos. Os hiperparâmetros correspondem ao número de árvores na floresta e ao número de features a utilizar como entrada para as árvores.

Regressão Support Vector — é um algoritmo de margem máxima que tenta encontrar o hiperplano f(x), que melhor se ajusta a um número máximo de pontos de dados [23]. O melhor ajuste está correlacionado com o hiperplano mais próximo da maioria dos pontos que é o mais suave possível e se desvia ao máximo dos alvos $[y_i]$ por ε . As máquinas de vetor de suporte usam um kernel para transformar dados de entrada, para aumentar a eficiência computacional, em vez de combinações diretas de recursos de entradas, como na regressão polinomial.

Fully Connected Neural Network (FCNN) – a arquitetura FCNN, no caso apresentado, foi criada usando o ajuste dos hiperparâmetros para definir o número óptimo de neurónios por camada, o número de camadas ocultas, a taxa de aprendizagem da rede (η), e o algoritmo de otimização. Uma arquitetura FCNN ideal, criada pela combinação dos hiperparâmetros ideais mencionados, foi utilizada para fazer as previsões nos dados de teste. Como anteriormente, os dados de entrada são as cinco features extraídas de cada imagem e os valores alvo são os níveis de extensão de uma imagem.

3.3 Deep learning

Ao contrário das abordagens tradicionais de visão por computador, o deep learning para regressão é alimentado diretamente pelas imagens, ao invés de uma seleção de recursos nas imagens [24, 25]. Por outras palavras, nos algoritmos supervisionados de deep learning adotados, as imagens são usadas como dado de entrada, [x], e os seus correspondentes níveis de deformação são usados como variável alvo [y]. O algoritmo de deep learning é então responsável por extrair automaticamente as features através dos seus núcleos de convolução, também conhecidos como pesos, e estimar uma função capaz de relacionar essas features, multiplicadas pelos respetivos pesos, às deformações impostas ao laminado. Todas as arquiteturas de deep learning apresentadas usam redes neuronais convolucionais (CNNs) bidimensionais, camadas de dropout, camadas de maxpool, camadas de normalização, e uma camada totalmente conectada como blocos de construção. Os métodos adotados foram:

GoogleNet — é uma arquitetura de rede neuronal convolucional desenvolvida pela Google que usa módulos de iniciação, ou seja, diferentes tipos de tamanho de kernel, como 1 × 1, 3 × 3, 5 × 5, e uma camada MaxPooling no mesmo módulo por concatenação [26]. Apesar do GoogleNet ser muito profundo, ele usa um número menor de parâmetros (cerca de 6 milhões de parâmetros para torná-lo computacionalmente menos dispendioso) do que muitas outras arquiteturas de redes neuronais convolucionais. Por outro lado, o GoogleNet é muito poderoso devido ao fato das camadas iniciais incluírem todos os tamanhos de kernel e a camada MaxPool num único módulo inicial. Neste artigo, a função de ativação da camada final foi substituída por uma função de ativação linear com menor desvio, para fazer com que o GoogleNet execute tarefas de regressão.

ResNet — permite treinar redes neuronais muito profundas, com mais de cem camadas, sem ter problemas de gradiente de desaparecimento [26]. Este problema ocorre quando os pesos das camadas convergem para zero e o gradiente fica plano (mais detalhes em [28]). A arquitetura ResNet consegue isso por meio de uma técnica que ignora a conexão. Tal como no GoogLeNet com regressão, a função de ativação da camada final foi substituída por uma função de ativação linear com redução do desvio, e foram usadas 34 camadas (também conhecidas como ResNet34 com regressão).

3.4 Resultados

3.4.1 *Machine learning* tradicional

O pré-processamento de dados com o detetor *Canny Edge*, que remove o ruído usando o *kernel Gaussiano*, foi bem sucedido na remoção dos ruídos *Poisson* e *Speckle*. No entanto, não diminui satisfatoriamente o ruído *Pepper*. Além disso, o detetor *Canny Edge* reduz o ruído *Salt e Salt & Pepper* de forma inadequada e não preserva os limites dos objetos corretamente. Portanto, o filtro de média não local e o filtro de mediana também foram aplicados às imagens para remover o ruído. O primeiro permite remover o ruído enquanto preserva os limites dos objetos, algo crucial para a extração das faixas padrão no caso apresentado. Para a regressão

polinomial, o ajuste realizado para encontrar o hiperparâmetro com o menor RMSD no conjunto de validação, gerou um grau polinomial ideal de 2 e um desvio quadrático médio e RMS, no conjunto de teste, de 0,3498‰ e 0,5914‰, respetivamente.

Para a regressão *Decision Tree*, o procedimento de ajuste para encontrar o hiperparâmetro com o menor desvio no conjunto de validação definiu uma profundidade ideal da árvore de 10. O desvio quadrático médio de 0,2609‰ e RMSD de 0,5108‰ foram alcançados no conjunto de teste.

Para regressão *Random Forest*, o procedimento de ajuste de hiperparâmetro para encontrar o número ideal de 'árvores' e subconjunto de *features* com o mínimo RMSD no conjunto de validação, definiu um número ideal de 100. Isso resulta num desvio quadrático médio de 0,2560‰ e RMSD de 0,5060‰ no conjunto de teste.

Para a regressão *Support Vector* a combinação de hiperparâmetro ideal, que fornece o mínimo RMSE no conjunto de validação, é atingida para C=50, coef 0=5, $\epsilon=0,3$, $\gamma=0,1$, e um *kernel* linear, que resulta num desvio quadrático médio no teste de 0,5925‰ e RMSD de 0,7698‰.

Para a regressão *Fully Connected Neural Network* (FCNN), o hiperparâmetro com o mínimo RMSD no conjunto de validação é atingido para 4 e 20 neurónios por cada camada oculta. O ajuste realizado definiu ainda uma taxa de aprendizagem (η) de 0,003, com *Stochastic Gradient Descent* como otimizador. Neste caso forneceu um desvio quadrático médio e RMSD, no conjunto de teste, de 0,4050‰ e 0,6364‰, respetivamente.

3.4.2 Deep learning

No caso da aplicação de *deep learning*, não houve necessidade de ajustar os hiperparâmetros devido à disponibilidade de arquiteturas predefinidas por outros investigadores, nomeadamente da Google, Facebook, Microsoft, universidades e outras entidades de investigação.

Para a arquitetura *GoogLeNet*, o desvio quadrático médio no conjunto de teste foi de 0,0082‰ e RMSD é 0,0910‰. No caso da arquitetura *ResNet34*, um desvio quadrático médio de 0,0032‰ e um RMSD de 0,057‰ foram obtidos no conjunto de teste com uma elevada confiança de 99,94%.

3.4.3 Comparação de resultados

A Tabela 1 resume os resultados alcançados e detalhados da Figura 6 à Figura 9. Avaliando e comparando a deformação imposta e a estimada, calculando os desvios quadrático médio e RMS; e a precisão analisando a dispersão dos resultados, calculando a variância explicada e a covariância.

Os métodos tradicionais de *machine learning* mostram maior desvio na estimativa da deformação, o que resulta em menores variâncias explicadas entre os níveis de deformação estimados $[\hat{y}]$, e os níveis de deformação impostos [y]. Isso é também claramente evidente na dispersão em quartis, entre 25% e 75%, dos resultados obtidos na Figura 9.

Por outro lado, os algoritmos de deep learning, como ResNet e GoogLeNet, têm melhor desempenho no conjunto de validação e, portanto, no conjunto de teste do que os métodos tradicionais de machine learning para visão por computador. O algoritmo ResNet34 conseguiu superar todos os algoritmos avaliados neste artigo com RMSD de 0,057‰ no conjunto de teste. Além disso, o elevado nível de confiança de mais de 99,9% nas novas observações apresenta menor dispersão de resultados (Figura 8), quando comparados aos demais. A comparação entre a dispersão de resultados dos métodos tradicionais de *machine learning* e o *Resnet34* é apresentada nos gráficos da Figura 8. Neste, as estimativas dos métodos tradicionais de machine learning têm claramente maior dispersão na previsão da extensão em comparação com os métodos de deep learning, que são mais estáveis e confiáveis. O RMSD associado aos métodos de deep learning permanece reduzido em todos os níveis de deformação, conforme apresentado na Figura 9.

Tabela 1 Comparação de resultados

	Desvio quadrático médio (‰)	Desvio da raiz quadrática média (RMSD) (‰)	Variação explicada	Covariância (x10 ⁻⁶)
Regressão Polinomial	0,3498	0,5914	0,9493	6,5199
Regressão Decision Tree	0,2609	0,5108	0,9620	6,6470
Regressão Random Forest	0,2560	0,5060	0,9631	6,6327
Fully Connected Neural Network	0,5925	0,7698	0,9141	6,2753
Regressão Support Vector	0,4050	0,6364	0,9411	6,7609
Regressão + GoogleNet	0,0082	0,0910	0,9989	7,0399
Regressão + ResNet	0,0032	0,0570	0,9996	7,1225

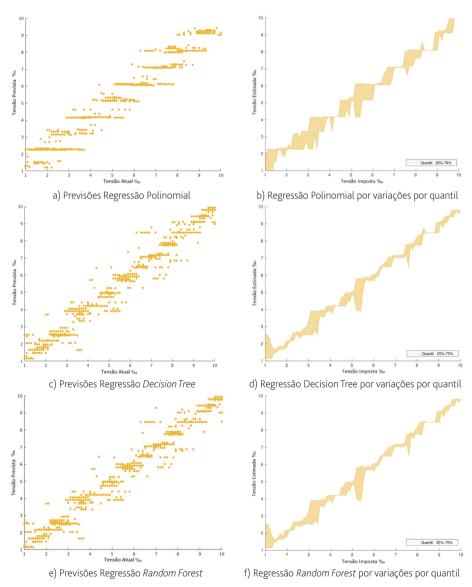


Figura 6 Variação de previsões fornecida pelos vários métodos

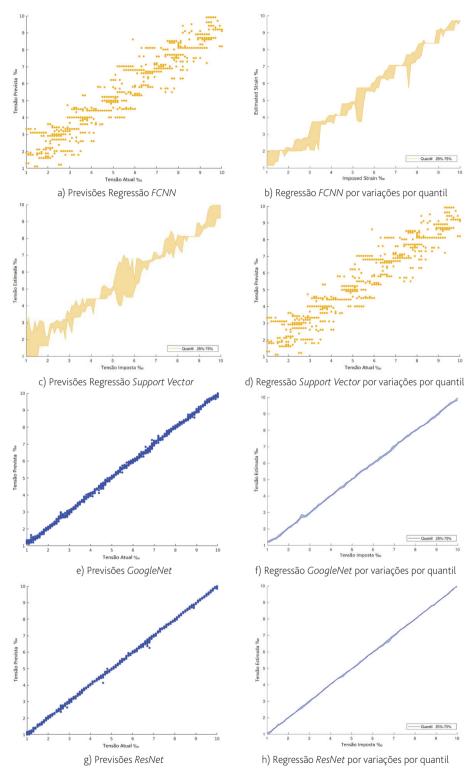


Figura 7 Variação de previsões fornecida pelos vários métodos

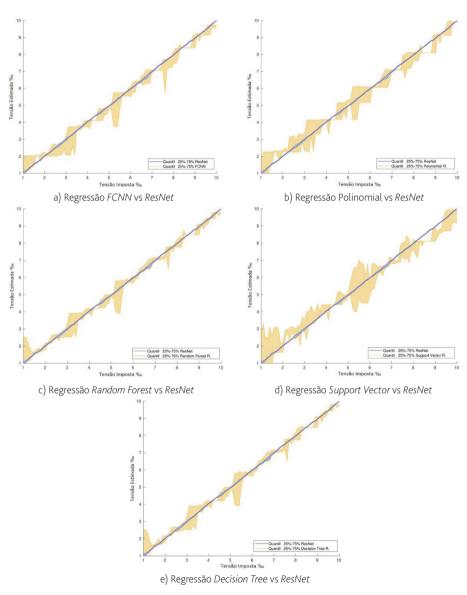


Figura 8 Comparação ResNet com os restantes métodos

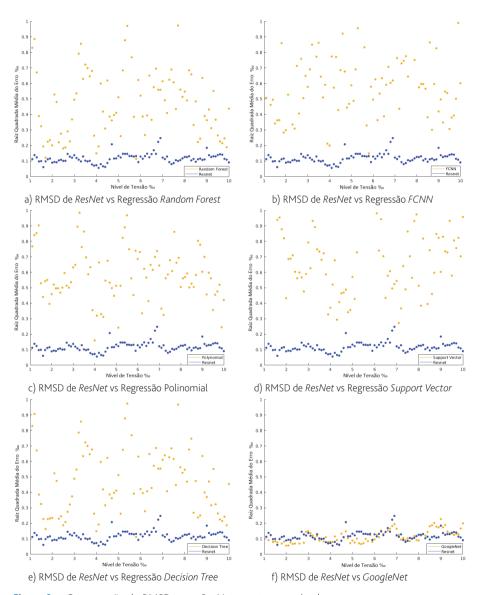


Figura 9 Comparação do RMSD entre ResNet e restantes métodos

Por fim, importa referir que o tempo de teste dos métodos tradicionais de *machine learning* numa máquina local com especificações de CPU Intel (R) Core (TM) i5-7500T @2,70 GHz é de 0,15 segundos. Os algoritmos de *deep learning* precisam ser executados pelo menos com 200 a 800 *epoch* durante o treino, para encontrar as soluções ideais. O que no caso avaliados se traduziu em 80 segundos para treino por *epoch* numa unidade de processamento de tensor (TPU) de 8 núcleos, e cerca de 0,1 segundos de teste por imagem e 2 segundos na máquina local. O RMSD tende para zero com o aumento do número de *epoch* durante o treino.

4 Conclusões

Neste artigo é apresentada uma arquitetura sem contacto, baseada no processamento de imagens, para medir o nível de deformação em laminados de CFRP, aquando da aplicação de pré-esforço. A arquitetura implementada visa a comparação com vários métodos existentes, as quais foram avaliadas para imagens sintéticas que simulam, de forma o mais realista possível, a aquisição com uma câmara de infravermelho de baixa resolução. Foram testadas e comparadas duas abordagens, usando machine learning tradicional e deep learning.

A abordagem de deep learning, ainda que computacionalmente mais exigente, é aquela que fornece o método mais fiável, preciso e com elevada confiança para medir a evolução do nível de deformação nos laminados durante a aplicação de pré-esforço. Os resultados sugerem o uso da arquitetura de deep learning ResNet34, devido ao menor desvio quadrático médio (RMSD) entre a deformação prevista e a deformação imposta. Algoritmos de deep learning como ResNet têm a maior 'variância explicada', 0,9996, entre deformação imposta e estimada, muito próxima da variância explicada perfeita de 1; e a covariância mais elevada, $7,12 \times 10^{-6}$. A arquitetura é simples, mas robusta ao ruído nas imagens e tem um tempo de inferência relativamente curto, de cerca de um segundo na CPU da máquina local utilizada. Os métodos de deep learning requerem treino na cloud devido à elevada utilização de memória da GPU e aos grandes requisitos de energia computacional. No entanto, pode ser utilizada uma CPU para inferência. Também foram exploradas redes mais profundas, como ResNet150, ou seja, ResNet com 150 camadas, mas o tempo de treino por epoch é de 1 hora numa unidade de processamento de tensor de 8 núcleos, fornecida pela Google Cloud, em comparação com 580 segundos por epoch obtidos pela arquitetura aqui apresentada. É presumível que redes mais profundas tenham um desempenho ligeiramente melhor do que a arquitetura proposta, mas com maior custo computacional.

Referências

- Webb, G. et al. "Analysis of fiber-optic strain-monitoring data from a prestressed concrete bridge". Journal of Bridge Engineering 2017;22(5):05017002.
- [2] Todoroki, A.; Ueda, M.; Hirano, Y. "Strain and damage monitoring of CFRP laminates by means of electrical resistance measurement". Journal of Solid Mechanics and Materials Engineering 2007; 1(8): 947-974

- [3] Valença, J.; Júlio, E. "Crack-Dam: the scale-up of a method to assess cracks on concrete dams by image processing". The case study of Itaipu Dam, at the Brazil–Paraguay border. Journal of Civil Structural Health Monitoring 2018;8(5):857-866.
- [4] Godinho, L.; Dias-da Costa, D.; Valença, J.; Areias, P. "An ecient technique for strain recovery from photogrammetric data using meshless interpolation". Strain 2014;50(2):132-146.
- [5] Salehi, H.; Burgueno, R. "Emerging artificial intelligence methods in structural engineering". Engineering structures 2018;171:170-189.
- [6] McLaughlin, E.; Charron, N.; Narasimhan, S. Automated "Defect Quantification in Concrete Bridges Using Robotics and Deep Learning". Journal of Computing in Civil Engineering 2020;34(5):04020029.
- [7] Hu, Y.; Castro-Lacouture D. "Clash relevance prediction based on machine learning". Journal of Computing in Civil Engineering 2019;33(2):04018060.
- [8] Nitsche, P.; Stütz, R.; Kammer, M.; Maurer, P. "Comparison of machine learning methods for evaluating pavement roughness based on vehicle response". Journal of Computing in Civil Engineering 2014;28(4):04014015.
- [9] Greaves, G.N.; Greer, A.L.; Lakes, R.S.; Rouxel, T. (2011). Poisson's ratio and modern materials. Nature materials, 10(11), 823-837.
- [10] Park, H.; Park, Y.; Oh, S.K. "L/M-fold image resizing in block-DCT domain using symmetric convolution". IEEE transactions on image processing 2003;12(9):1016-1034.
- [11] Slepian, D. "The one-sided barrier problem for Gaussian noise". Bell System Technical Journal 1962;41(2):463-501.
- [12] Chan, R.H.; Ho, C.W.; Nikolova, M. "Salt-and-pepper noise removal by median-type noise detectors and detail-preserving regularization". IEEE Transactions on image processing 2005;14(10):1479-1485.
- [13] Racine, R. et al. "Speckle noise and the detection of faint companions". Public of the Astronomical Society of the Pacic 1999;111(759):587.
- [14] Le, T.; Chartrand, R.; Asaki , T.J. "A variational approach to reconstructing images corrupted by Poisson noise". Journal of mathematical imaging and vision 2007;27(3):257-263.
- [15] Buades, A.; Coll, B.; Morel, J.M. "A non-local algorithm for image denoising". In: 2005 IEEE Computer Society Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR'05), vol. 2 IEEE; 2005. p. 60-65.
- [16] Lu, C.T.; Chou, T.C. "Denoising of salt-and-pepper noise corrupted image using modified directional-weighted-median filter". Pattern Recognition Letters 2012;33(10):1287-1295.
- [17] Brunelli, R. "Template matching techniques in computer vision: theory and practice". JohnWiley & Sons; 2009.
- [18] Bao, P,.; Zhang, L.; Wu, X. "Canny edge detection enhancement by scale multiplication". IEEE transactions on pattern analysis and machine intelligence 2005;27(9):1485-1490.
- [19] Montgomery, D.C.; Peck, E.A.; Vining, G.G. "Introduction to linear regression analysis", vol. 821. JohnWiley & Sons; 2012.
- [20] Breiman, L.; Friedman, J.H.; Olshen, R.A.; Stone, C.J. "Classification and regression trees". Belmont, CA: Wadsworth. International Group 1984;432:151-166.
- [21] Safavian, S.R.; Landgrebe, D. "A survey of decision tree classier methodology". IEEE transactions on systems, man, and cybernetics 1991;21(3):660-674.
- [22] Segal, M.R. "Machine learning benchmarks and random forest regression" 2004;
- [23] Drucker, H. *et al.* "Support vector regression machines". In: Advances in neural information processing systems; 1997. p. 155-161.

- [24] Goodfellow, I.; Bengio, Y.; Courville, A. "Deep Learning: Adaptive computation and machine learning". Excerpt from Chapter 9. MIT Press; 2016.
- [25] LeCun, Y. et al. "Backpropagation applied to handwritten zip code recognition". Neural computation 1989;1(4):541-551.
- [26] Zhong, Z.; Jin, L.; Xie, Z. "High performance oine handwritten chinese character recognition using googlenet and directional feature maps".
 In: 2015 13th International Conference on Document Analysis and Recognition (ICDAR) IEEE; 2015. p. 846-850.
- [27] Szegedy, C.; Lofie, S.; Vanhoucke, V.; Alemi, A.A. "Inception-v4, inception-resnet and the impact of residual connections on learning". In: 31st AAAI conference on articial intelligence; 2017.
- [28] Hochreiter, S. "The vanishing gradient problem during learning recurrent neural nets and problem solutions". International Journal of Uncertainty, Fuzziness and Knowledge-Based Systems 1998;6(02): 107-116.

Medição da extensão em laminados de CFRP pré-esforçados no reforço de elementos de betão a partir de imagens: <i>machine learr</i>	ing versus deep learning
André G. Araújo, Habibu Mukhandi, Micael S. Couceiro, Jónatas Valença, Eduardo Júlio	



Avaliação computacional do efeito de vizinhança na ação do vento em edificações

Computational evaluation of neighborhood effect on wind loads on buildings

Matheus Borges Seidel Geraldo José Belmonte dos Santos José Mário Feitosa Lima

Resumo

Diversos estudos na Engenharia do Vento (EV) que calculam as pressões de vento sobre estruturas mostram que a presença de edificações vizinhas podem modificar sensivelmente as ações aplicadas nas edificações. Nesse sentido, o presente trabalho propõe analisar o efeito de vizinhança em edificações por meio do cálculo dos coeficientes de pressão, considerando diferentes configurações de posicionamentos e distâncias. O programa ANSYS foi usado para a modelagem computacional e os resultados encontrados foram comparados com os fornecidos em norma de projeto e trabalhos publicados por outros pesquisadores. A análise dos resultados ratifica a validade da utilização das ferramentas computacionais na previsão das cargas de vento, confirmando que, embora a vizinhança de edificações, em muitos casos reduza as ações do vento, em outros amplifica seus efeitos, exigindo dos engenheiros cautela e imaginação ao definir qual vizinhança deve considerar na avaliação de estruturas esbeltas sob carga de vento.

Abstract

Several studies in Wind Engineering (WE) that calculate wind pressures on structures show that the presence of neighboring buildings can significantly modify the loads applied on buildings. Thus, the present work proposes to analyze the neighborhood effect in buildings by calculating pressure coefficients, considering different configurations. The ANSYS program was used for computational modeling and the results found were compared with those provided in the Brazilian wind loading code and publications of other researchers. The comparison of the results shows the validity of the use of computational tools in the prediction of wind loads, confirming that, although the neighborhood of buildings, in many cases reduces the actions of the wind, in others it amplifies its effects, demanding from the engineers caution and imagination when defining which neighborhood to consider in the evaluation of the wind effects on slender structures.

Palavras-chave: Engenharia do vento computacional / Efeito de vizinhança / / Ação do vento / Coeficientes de pressão Keywords: Computational wind engineering / Neighborhood effects / Wind loads / Pressure coefficients

Matheus Borges Seidel

Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental Universidade Estadual de Feira de Santana Feira de Santana, Brasil matheusbseidel@outlook.com

Geraldo José Belmonte dos Santos

Professor / Doutor Universidade Estadual de Feira de Santana Feira de Santana, Brasil belmonte@uefs.br

José Mário Feitosa Lima

Professor / Doutor Universidade Estadual de Feira de Santana Feira de Santana, Brasil jmflima@uefs.br

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.

SEIDEL, M. [et al.] – Avaliação computacional do efeito de vizinhança na ação do vento em edificações. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 39-50.

1 Introdução

O adensamento e a consequente verticalização das edificações nos centros urbanos é uma tendência marcante nas últimas décadas e tem suscitado estudos na área da aerodinâmica, pois, com o aumento da altura dos edifícios, cresce também a preocupação com os efeitos do vento sobre os mesmos. Estruturas modernas, esbeltas, leves e flexíveis, em contraste com edificações antigas tipicamente baixas e rígidas, são particularmente sensíveis aos efeitos do vento. No cálculo das pressões de vento nas estruturas é também relevante considerar a vizinhança onde o edifício analisado está inserido. A influência de construções lindeiras é particularmente importante no contexto atual de grandes centros urbanos altamente densos, onde a silhueta urbana influi na forma como o vento atua na região. Autores como Blessmann (1992) [1], Kim, Tamura e Yoshida (2015)

Autores como Blessmann (1992) [1], Kim, Tamura e Yoshida (2015) [2] e Vieira, Brito e Loredo-Souza (2018) [3] mostram que, ao contrário do que pode parecer intuitivo, a presença de edifícios vizinhos pode oferecer efeitos desfavoráveis nas ações de vento sobre uma estrutura, a exemplo de aumento nos coeficientes de torção e inversão no sentido da ação do vento (de sobrepressão para sucção).

O estudo dos efeitos do vento nas edificações deu origem à chamada Engenharia do Vento (EV), que trata do comportamento do escoamento de ar com estruturas nele imersos. A EV, sendo um ramo relativamente novo da engenharia, encontra-se em pleno desenvolvimento. Tradicionalmente, os trabalhos em EV utilizaram--se de ensaios físicos em túneis de vento que simulam a ação do vento em estruturas reais, através de modelos reduzidos submetidos a ventos artificiais [4], tratando-se, porém, de uma estratégia onerosa pela pequena disponibilidade de laboratórios com tais recursos. Apesar disso, autores como Khanduri, Stathopoulos e Bédard (1998) [5], Núñez, Loredo-Souza e Rocha (2012) [6] afirmam que túneis de vento são a melhor ferramenta disponível para o cálculo de cargas de vento. Outras fontes, como Stathopoulos (1997) [7] e Awruch, Braun e Greco (2015) [8], evidenciam que esses ensaios não são isentos de erros e, portanto, não devem ter seus resultados recebidos como dogmaticamente inquestionáveis.

A partir de ensaios em túnel de vento, foi elaborada a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações [9], que estabelece um método simplificado para cálculo das cargas de vento em estruturas. Apesar de sua validade, a própria Norma reconhece sua limitação e sugere estudos adicionais para edificações fora do comum [10].

Nesse contexto, o avanço da computação científica deu origem à chamada Engenharia do Vento Computacional (EVC), que utiliza ferramentas computacionais para, através de modelagens e simulações numéricas, resolver problemas da EV [11]. Assim, diante das limitações dos túneis de vento e da aplicação de normas, a EVC tem se apresentado como uma alternativa viável para calcular a carga de vento em estruturas esbeltas, de geometria não simétrica ou com vizinhanças que induzam carregamentos de difícil avaliação. Diversos trabalhos como Tutar e Oguz (2007) [12], Awruch, Braun e Greco (2015) [8], Blocken, Stathopoulos e Beeck (2016) [13], Gunawardena et al. (2017) [14], Bairagi e Dalui (2018) [15] e Mukherjee e Bairagi (2018) [16] têm demonstrado a validade e confiabilidade dos resultados da EVC.

Nesta perspetiva, o presente trabalho objetiva avaliar a interferência da vizinhança nas pressões exercidas pelo vento em uma determinada edificação por meio de modelagens numérico-computacionais feitas através do módulo Fluid Flow (Fluent) do *software* Ansys Workbench. A ferramenta computacional utilizada realiza a discretização das equações de Navier-Stokes, associadas a um modelo de turbulência, por meio do método dos volumes finitos.

2 Modelagem matemática do vento

As expressões matemáticas fundamentais utilizadas na modelagem e simulação do escoamento de vento na EVC são apresentadas a seguir.

2.1 Equações de escoamento do ar atmosférico

O sistema de equações que governa a dinâmica do vento é definido pelas equações de Navier-Stokes (baseadas na conservação do momento linear) e pela equação de conservação da massa, conforme mostrado nas equações (1) e (2), respectivamente, considerando o escoamento isotérmico:

$$\rho \vec{g} - \nabla P + \mu \Delta \vec{v} + \lambda \nabla \left(\text{div} \vec{v} \right) = \rho \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \rho \vec{v} \cdot \nabla \vec{v}$$
 (1)

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + div(\rho \vec{v}) = 0 \tag{2}$$

onde ρ é a massa específica do ar atmosférico; \vec{g} é a aceleração da gravidade; P é a pressão estática do fluido; μ é a viscosidade dinâmica do ar atmosférico; λ é a viscosidade volumétrica (considerada no escoamento compressível); \vec{v} é o vetor velocidade do escoamento; e t é o instante de tempo.

O sistema de equações supracitado ainda pode ser simplificado se o vento for considerado como incompressível, como pode ser considerado para todas as velocidades de projeto utilizadas no Brasil [10], onde o número de Mach (Ma) é tal que Ma < 0,15. Nesse caso, a massa específica é considerada aproximadamente constante e, consequentemente, a Equação (2) é reduzida a div(\vec{v}) = 0. Assim, desprezando variações de temperatura o problema de escoamento de fluidos fica estabelecido com 4 incógnitas e 4 equações: 3 componentes de velocidade e uma componente de pressão.

2.2 Modelos de turbulência

A turbulência presente no vento natural é um fenômeno caótico que ocorre em um longo espectro de escalas geométricas; assim, a realização de uma análise determinística torna-se impraticável, fazendo-se necessária a adoção de modelos matemáticos que simulem a turbulência do escoamento real. São os modelos de turbulência que viabilizam a solução de problemas na EVC, possibilitando simular fenômenos aerodinâmicos em todas as escalas, e reproduzir o comportamento do vento real sem utilizar um número de elementos excessivamente elevado, que inviabilize a solução [17].

No presente trabalho, é utilizado o modelo de turbulência de Simulação de Grandes Escalas, conhecido como LES (*Large Eddy Simulation*), por mostrar-se mais adequado ao objetivo proposto, conforme afirmam Murakami (1997) [18], Stathopoulos (1997) [7], Braun (2007) [11] e Awruch, Braun e Greco (2015) [8].

O modelo LES é baseado no conceito de cascata de energia, que modela o escoamento turbulento como uma superposição de vórtices, o que é adequado para altos números de Reynolds. Os vórtices maiores retiram energia do escoamento principal e transferem-na para vórtices de uma escala menor, que por sua vez transportam a energia para vórtices de uma escala ainda menor, de forma sucessiva, até chegar em uma escala pequena o suficiente onde a energia possa ser absorvida pelas forças viscosas do fluido. As grandes escalas no modelo são resolvidas através das equações de Navier-Stokes, alteradas por um processo de filtragem espacial, tais que as variáveis envolvidas tornam-se uma espécie de média. Além disso, as equações sofrem uma alteração onde a viscosidade μ é substituída por $\mu + \mu_{\nu}$ sendo μ_{ν} dada pela equação (3).

$$\mu_t = \rho C_s \Delta^2 |D| \tag{3}$$

$$D = \frac{1}{2} \left(\nabla \vec{v} + \nabla \vec{v}^T \right) \tag{4}$$

onde a viscosidade turbulenta $\mu_{\rm r}$ é obtida usando algum modelo de escala submalha; $C_{\rm s}$ é uma coeficiente dinâmico; Δ é a dimensão característica; D é o tensor taxa de deformação e |D| é o módulo do tensor D. As menores escalas (inferiores aos elementos da malha) devem ser resolvidas por um modelo de submalha. O modelo de submalha aqui utilizado é o modelo de Smagorinsky-Lily, que é tipicamente adequado para problemas de EVC. Maiores detalhes e as equações que descrevem os termos da Equação (3) podem ser encontrados em Braun (2007) [11].

2.3 Interação fluido-estrutura

As simulações de cargas aerodinâmicas em edificações civis constituem um problema de interação fluido-estrutura (FSI, na sigla em inglês), o qual pode ser resolvido de duas formas: uma via (FSI *one way*), com acoplamento das equações de fluido e de estruturas apenas num sentido, ou duas vias (FSI *two way*), com as equações duplamente acopladas.

A análise FSI one way considera a simulação do fluido e da estrutura de maneira independente, analisando-se primeiro o escoamento do fluido, em torno da estrutura rígida e procedendo com a transferência do campo de pressões para a simulação da estrutura. Esta análise, que considera a estrutura rígida durante a atuação do fluido, também é chamada de simulação aerodinâmica e tende a apresentar custo computacional reduzido em relação à simulação FSI two way do mesmo problema.

Na análise FSI two way realiza-se a simulação do fluido e da estrutura de maneira interdependente ou totalmente acoplada. O escoamento do fluido provoca cargas na estrutura que, por isso, sofrerá deformações e, por sua vez, modificará o domínio do fluido interferindo no seu escoamento. Este procedimento de interferência

mútua é analisado em cada passo de tempo da simulação e tende a exigir um esforço computacional bastante elevado. Este tipo de análise também é chamada de simulação aeroelástica e implica em transferência de dados do fluido para a estrutura e também da estrutura para o fluido.

2.4 Vento natural

O vento natural é definido pela movimentação de massas de ar e possui perfil de velocidades médias crescente com a altura dentro da chamada camada limite atmosférica (CLA). A CLA é a região da troposfera que é afetada pela superfície da Terra, seja natural ou de origem antrópica, com altura variável em função das particularidades de cada local. De acordo com Loredo-Souza, Schettini e Paluch (2004) [19], o perfil vertical do vento natural pode ser dado matematicamente por uma lei de potência, como a seguir:

$$\frac{\vec{v}(z)}{\vec{v}(z_{ref})} = \left(\frac{z - z_d}{z_{ref}}\right)^{\rho} \tag{5}$$

onde z é a altura em análise; z_q é a altura da subcamada sobre a superfície; z_{ref} é altura de referência; $\vec{v}(z)$ é a velocidade média na altura z; e p é um parâmetro que varia de 0,11 (para locais planos) até 0,34 (para centros urbanos com edificações altas).

2.5 Coeficientes aerodinâmicos

De acordo com Núñez, Loredo-Souza e Rocha (2012) [6], coeficientes aerodinâmicos são a forma mais básica para analisar o comportamento aerodinâmico de uma estrutura submetida a escoamento de ar. Esses coeficientes são utilizados nas normas de vento (que no Brasil é a NBR 6123) e são expressos matematicamente na equação:

$$F = C \cdot q \cdot A_{\rho} \tag{6}$$

onde F é a força resultante na estrutura; C é o coeficiente aerodinâmico em análise; q é a sobrepressão num ponto de estagnação (dado pela equação de Bernoulli); e A_e é a área efetiva (projeção da face da edificação afetada pelo vento).

Nas normas de vento os coeficientes C são obtidos em tabelas e ábacos e, então, as forças e momentos são calculados. No caso de ensaios numéricos (ou, semelhantemente, em túnel de vento), as forças e momentos são obtidos como um resultado da análise e os coeficientes podem, assim, ser determinados. Assumindo a referência da Figura 1, os coeficientes são calculados pelas equações (7) e (8):

$$CF_{x} = \frac{F_{x}}{q \cdot HW}; CF_{y} = \frac{F_{y}}{q \cdot HL}; CF_{z} = \frac{F_{z}}{q \cdot WL}$$

$$(7)$$

$$CM_{x} = \frac{M_{x}}{q \cdot H^{2}L}; CM_{y} = \frac{M_{y}}{q \cdot H^{2}W}; CM_{z} = \frac{M_{z}}{q \cdot HWL}$$
(8)

onde F_i e M_i são a força e o momento resultantes na direção i, respectivamente, tomando-os como somatório de todos os nós do domínio da estrutura.

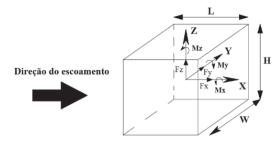


Figura 1 Determinação dos coeficientes. Fonte Braun (2007) [11] (adaptado)

3 Ensaios de validação

Para a solução das equações de escoamento de fluidos, foi utilizado o módulo Fluid Flow (Fluent), baseado no método dos volumes finitos, que faz parte do *software* Ansys. Inicialmente, foram realizadas simulações para avaliação e ajuste do Fluent, considerando experimentos já realizados e publicados por outros autores. As simulações foram escolhidas em nível crescente de complexidade e são descritas a seguir.

3.1 Cilindro bidimensional $\Re e = 10^3$

O primeiro exemplo analisado foi o de um cilindro de 1,0 metro de diâmetro submetido ao escoamento bidimensional de um fluido viscoso com número de Reynolds igual a 10³. A Figura 2 mostra a geometria do problema e sua respectiva malha. A face AC foi definida como a entrada do fluido com velocidade uniforme e a face BD foi definida como a saída com pressão relativa nula. As faces AB e CD foram definidas como paredes com condição de contorno de deslizamento livre (cisalhamento nulo). A superfície do cilindro foi modelada como uma parede rígida com condição de não deslizamento. As propriedades do escoamento são: massa específica do ar atmosférico 1,0 kg/m³, viscosidade dinâmica 0,01 Ns/m², velocidade de entrada 10,0 m/s, dimensão característica (diâmetro) 1,0 m, e passo de tempo 1,8 x 10⁻³s.

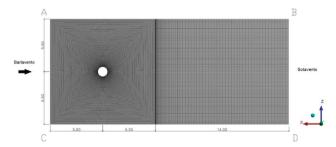


Figura 2 Cilindro 2D. Dimensões em metros

Para verificação da modelagem, foram calculados os coeficientes de pressão C_p no perímetro do cilindro e comparados (ver Figura 3) por aqueles obtidos por Braun (2007) [11] e por meio da norma brasileira NBR 6123. Vale salientar que os coeficientes de pressão foram calculados como valores médios ao longo do tempo de escoamento. Cabe observar nesses resultados que Braun (2007) [11] utilizou dois

métodos numéricos, explícito-iterativo e explícito de 2 passos, que conduziram a resultados diferentes.

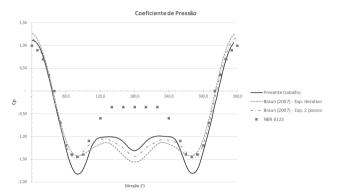


Figura 3 Coeficientes de pressão médios em torno do cilíndro com $\Re e = 10^3$ medidos a partir do ponto de estagnação a barlavento (0°)

A análise dos coeficientes de pressão mostra um pico de diferença de 17% entre os valores do presente trabalho e aqueles obtidos por Braun (2007) [11] (também com $\Re e=10^3$) na região de maior sucção, em aproximadamente 75°, o que resulta dos diferentes procedimentos matemáticos adotados; nas demais regiões, verificase boa concordância entre os coeficientes. No caso da NBR 6123, constatou-se discordâncias consideráveis na região entre 110° e 250°; sendo que tais divergências podem ser explicadas, dentre outras coisas, pela grande diferença no número de Reynolds do presente trabalho para aquele considerado na Norma, que é superior a 4,2. 10^5 . Para maiores detalhes, consultar Seidel (2020) [20].

3.2 Viga entre dois condutos

O caso de dois condutos forçados, analisado por Menter et. al. (2006) [21], separados por uma viga submetida às pressões exercidas pelo fluido (nas faces inferior e superior), foi analisado utilizando interação fluido-estrutura one way de forma estática. A Figura 4 a) mostra o domínio do fluido e sua respectiva malha de volumes finitos.

O conduto superior possui 2,0 cm de altura, o inferior 4,0 cm de altura e a viga (indicada em cinza) possui 75,0 cm de comprimento.

As faces à esquerda foram definidas para a entrada do fluido com velocidade uniforme e a face à direita é a saída com pressão relativa nula. As demais faces no plano XY foram modeladas com condição de contorno de não deslizamento. A análise foi implementada utilizando elementos tridimensionais, com 1,0 cm de espessura, e impondo-se uma condição de simetria ao longo de Z. A massa específica do fluido utilizado foi igual a 997,0 kg/m³, a viscosidade dinâmica igual a 8,899 × 10⁻⁴ Ns/m² e a velocidade de entrada igual a 0,008 m/s. As Figuras 4 b) e c) mostram os campos de velocidade e pressão em torno da viga, respectivamente.

Na análise de interação fluido-estrutura (one way), as pressões obtidas na simulação do fluido foram importadas para o plugin Static Strucutral do Ansys, onde foi feita a análise estrutural da viga. O módulo de elasticidade longitudinal do material da viga foi tomado igual a 2×10^{11} N/m² e o coeficiente de Poisson foi igual a 0,3. A viga foi engastada na face da extremidade esquerda e foram calculadas suas deflexões ao longo do comprimento, considerando-a como um elemento de elasticidade tridimensional. A Figura 5 mostra os resultados obtidos, incluindo a solução analítica do problema desenvolvida por Wang (1999) [22].

Como pode-se perceber, a geometria dos condutos faz surgir um gradiente de pressão que, quando transferido para a viga, tende a deformá-la para baixo. Fenômeno semelhante acontece em edificações devido à vizinhança. Os deslocamentos obtidos apresentaram boa concordância, com uma diferença máxima na extremidade da viga de 5% entre o presente trabalho e o de Menter et. al (2006) [21].

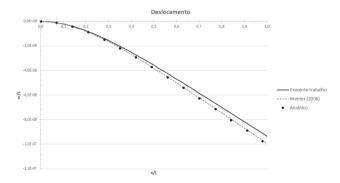


Figura 5 Deslocamentos ao longo do comprimento da viga

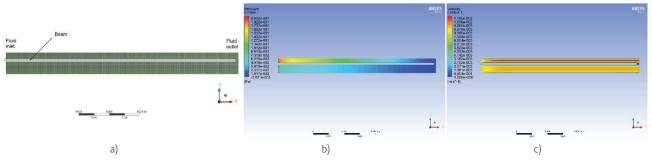


Figura 4 a) Domínio do fluido em torno da viga, b) Campo de pressão, c) Campo de velocidade

3.3 Edifício alto isolado

Para validar o método utilizado neste trabalho aplicado a um caso tridimensional, foi replicada a análise de um edifício vertical isolado realizada por Braun (2007) [11]. O autor utilizou o código implementado em sua tese de doutorado e validou seus resultados com Akins, Peterka e Cermak (1977) [23]. A Figura 6 apresenta a geometria do edifício e do domínio do fluido.

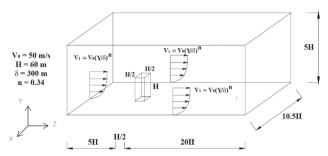


Figura 6 Características geométricas do escoamento. Fonte: Braun (2007) [11] (adaptado)

A face à esquerda do domínio do fluido consiste na entrada do escoamento e a face à direita em uma saída livre com pressão relativa nula. Os limites laterais e superior do domínio do fluido foram modelados como condições de contorno com livre deslizamento, o que simula a situação do edifício em um local aberto, como de fato acontece na edificação real. O limite inferior (solo) e as paredes do edifício foram modeladas como faces de deslizamento nulo, onde a velocidade tangencial do fluido no contato é nula. O vento na entrada foi modelado pela lei de potência já apresentada anteriormente na equação (5) com p = 0,34.

A malha de volumes finitos utilizada teve 42.139 nós e 231.274 elementos. Após alguns testes realizados, verificou-se possível diminuir o volume de controle utilizado por Braun (2007) [11] sem prejuízo dos resultados da análise. Ao invés de utilizar 1.530 m na direção x (conforme Figura 6), utilizou-se 930 m, o que tornou a análise mais rápida.

O Quadro 1 apresenta as propriedades do escoamento simulado replicadas de Braun (2007) [11] e Akins, Peterka e Cermak (1977) [23]. Para modelagem da turbulência, utilizou-se o modelo LES e o modelo de submalha Smagorinsky-Lily com $C_c = 0,1$.

Quadro 1 Propriedades do escoamento

Massa específica	1,25 kg/m³
Viscosidade dinâmica	6,96 × 10 ⁻³ Ns/m ²
Velocidade de entrada	27,56 m/s
Dimensão característica (lado do edifício)	30,0 m
Passo de tempo	$5.0 \times 10^{-3} \text{ s}$

O Quadro 2 apresenta os resultados obtidos neste trabalho e aqueles utilizados para validação. Na comparação, também foram

incluídos os coeficientes de força obtidos pela NBR 6123, embora a norma estabeleça coeficientes com base na ação estática do vento. Os coeficientes de momento não são dados pela norma, portanto, só foram considerados coeficientes de força. Os índices dos coeficientes (x, y e z) estão de acordo com os eixos de referência dados na Figura 6.

Quadro 2 Coeficientes médios de força e momento

	Presente trabalho	Braun (2007) [11]	Akins, Peterka e Cermaj (1977) [23]	NBR 6123
CF _z	1,435	1,407	1,457	1,4
CF_y	1,178	1,340	1,266	0,8
$CF_{_{X}}$	- 0,047	- 0,012	- 0,009	0,0
CM_{y}	0,011	0,024	0,000	NA
CM _z	0,018	0,000	0,000	NA
$CM_{_{\chi}}$	- 0,824	- 0,874	- 0,829	NA

Os coeficientes calculados mostram boa concordância com os resultados dos demais autores, sendo que as maiores diferenças relativas foram verificadas nos coeficientes que possuem valor nulo ou próximo de nulo. Os coeficientes da norma na direção do escoamento (CF_x) e na direção transversal ao mesmo (CF_y) mostraram-se coerentes com os demais resultados, porém divergências consideráveis, em torno de 50%, foram identificadas no coeficiente de força vertical (CF_z) , o que evidencia a limitação da norma e a necessidade de estudos mais aprofundados.

3.4 Edifício com vizinhança

Neste exemplo foi realizada a simulação de um edifício vertical sob a influência de um edifício vizinho a barlavento, possuindo ambos a mesma geometria. A Figura 7 apresenta a disposição dos dois edifícios e suas respectivas dimensões em milímetros (sendo o modelo analisado indicado pela hachura). O problema foi estudado por Fontes (2003), que determinou os coeficientes de arrasto através de ensaios em túnel de vento do modelo em escala 3/1000 de um edifício real, localizado na cidade São Paulo-SP com dimensões 25,15 m × 15,15 m de base e altura de 60,0 m.

O vento na entrada foi modelado pela lei de potência já apresentada anteriormente, Equação (5), com p = 0,34. As propriedades adotadas para o escoamento por Fontes (2003) [24] são: massa específica 1,225 kg/m³, viscosidade dinâmica 1,79 \times 10 $^{-4}\,$ Ns/m², velocidade de entrada 27,82 m/s e passo de tempo 5,0 \times 10 $^{-3}$ s. Para modelagem da turbulência, utilizou-se o modelo LES e o modelo de submalha Smagorinsky-Lily com $C_s=0,1.$

O Quadro 3 apresenta a comparação dos resultados obtidos neste trabalho através do Ansys com aqueles obtidos experimentalmente por Fontes (2003) [24] para incidência do vento nas direções indicadas na Figura 7.

Quadro 3 Coeficientes médios de força na direção do escoamento

	Presente trabalho	Fontes (2003) [24]
0°	- 0,061	- 0,06
90°	0,822	0,67

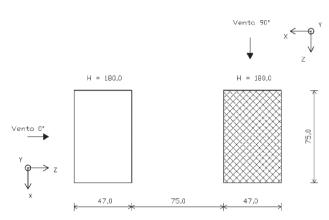


Figura 7 Disposição e geometria dos edifícios

A comparação dos coeficientes de força na direção do escoamento mostra uma concordância exata para incidência do vento a 0° (considerando-se duas casas decimais) e uma diferença de 22% para incidência do vento a 90° que, apesar de ser uma divergência não desprezível, mantém os dois valores na mesma ordem de grandeza e mostra uma concordância razoável. Como esperado, o coeficiente para vento a 0° foi negativo, resultado da sucção na fachada a barlavento devido à zona de baixa pressão na esteira do edifício vizinho, enquanto o coeficiente para vento a 90° foi positivo devido ao impacto direto do escoamento de ar sem obstáculos que gerou sobrepressão a barlavento.

4 Ensaios e resultados

4.1 Edifício isolado

Um edifício prismático de dimensões 15,0 m \times 10,0 m \times 60,0 m foi simulado de forma isolada para posteriormente ser submetido a efeitos de vizinhança. O volume de controle considerado na análise está representado na Figura 8, onde também estão indicados os eixos coordenados do problema e a face de entrada do vento (à esquerda na imagem). As faces laterais e superior do volume de controle foram consideradas como paredes de deslizamento livre, simulando a condição da estrutura em local aberto. As faces inferior (solo) e as paredes do modelo foram consideradas como faces de não deslizamento, onde a velocidade tangencial no contato é nula.

Novamente, o vento na entrada foi modelado pela lei de potência da Equação (5) com p = 0,34 e, para modelagem da turbulência, utilizou-se o modelo LES e o modelo de escala da submalha Smagorinsky-Lily com C_s = 0,1. As propriedades do escoamento simulado são: massa específica 1,225 kg/m³, viscosidade dinâmica 1,79 × 10⁻⁴ Ns/m², velocidade de entrada 30,00 m/s e passo de tempo 5,0 × 10⁻³ s.

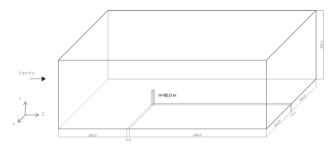


Figura 8 Volume de controle da análise

A simulação do escoamento sobre o edifício isolado foi feita tanto no modelo aerodinâmico (one way), quanto no modelo aeroelástico (two way), para fins de comparação dos resultados. Na análise two way foi utilizado, além do plugin Fluid Flow (Fluent), o plugin Transient Structural, que simulou o comportamento estrutural, e o System Coupling, que fez o acoplamento dos módulos de estrutura e fluido. Para modelagem mecânica do edifício foram utilizados os seguintes parâmetros: módulo de elasticidade $3\times10^6\,\mathrm{Pa}$, coeficiente de Poisson 0,20, massa específica 2.300 kg/m³ e coeficiente de amortecimento 0,10.

O Quadro 4 apresenta os coeficientes médios de força e momento obtidos nas duas análises, além dos coeficientes de força previstos pela NBR 6123. Os índices dos coeficientes (x, y e z) são dados de acordo com os eixos de referência da Figura 8.

Quadro 4 Coeficientes médios de força e momento

	One way	Two way	NBR 6123
CF _z	0,881	0,957	1,1
CF_y	0,452	0,357	0,7
CF _x	0,002	0,052	0,0
CM _y	0,005	0,071	NA
CM_z	0,009	0,236	NA
CM _x	- 0,485	- 0,509	NA

Como pode-se verificar, os resultados obtidos nas análises one way e two way possuem, em geral, a mesma ordem de grandeza, tendo a diferença máxima absoluta inferior a 0,1, com exceção do coeficiente CM,. As diferenças relativas não foram consideradas para evitar interpretações errôneas nos casos dos coeficientes com valores próximos de zero (e.g. CF, e CM,), os quais estão naturalmente suscetíveis a altas diferenças percentuais que não levam a consequências relevantes a serem consideradas na análise. Nesse caso, o coeficiente de arrasto CF,, obtido por meio das forças na direção do escoamento, mostrou uma divergência inferior a 0,08 em valores absolutos, equivalente a aproximadamente 8% em valores relativos. A maior diferença relevante verificou-se no coeficiente CM,, que expressa a deformação da estrutura na direção transversal ao escoamento (flexão em torno do eixo de escoamento z). Esta diferença justifica-se pelo acoplamento do movimento transversal da estrutura com o desprendimento de vórtices nas arestas laterais do edifício. Embora a diferença nestes resultados deva ser relevante em estruturas mais flexíveis e que apresentem deslocamentos maiores, não provocou grandes alterações no modelo aqui estudado.

Pela diferença no procedimento numérico entre os dois tipos de simulação, sabe-se que a análise *one way* é computacionalmente mais leve e rápida do que a two way. Em testes realizados, verificou-se que a simulação two way leva mais do que 15 vezes o tempo necessário para a simulação *one way* do ensaio com todos os parâmetros mantidos constantes. A partir destas considerações, optou-se por prosseguir os ensaios e análises com o modelo aerodinâmico ao invés do aeroelástico. Na comparação dos coeficientes de força da norma com os da análise one way, foi verificado que o coeficiente na direção do escoamento (CF₂) apresentou uma diferença de 22% e o coeficiente na direção transversal ao escoamento (CF) foi igual ao da simulação numérica até a segunda casa decimal; assim como na simulação da secção 3.3, a maior diferença encontrada foi no coeficiente de força vertical (CF), onde a divergência foi de 55%. A Figura 9 mostra o campo de pressão e as linhas de corrente do ensaio realizado.

4.2 Edifício com vizinhança

Após ser concluída a análise do edifício isolado, a mesma estrutura da seção 4.1 foi simulada em 9 diferentes configurações de vizinhança, apresentadas na Figura 10. Nas análises com vizinhança foram utilizados o mesmo volume de controle, perfil de vento na entrada e propriedades do escoamento da secção anterior. Assim como nos casos anteriores, foram obtidos como resultados os coeficientes médios de força e momento nas diferentes configurações de vizinhança, que são apresentados no Quadro 5.

Os resultados obtidos mostraram-se coerentes com a disposição qualitativa dos edifícios. As configurações IA, IB e IIA apresentaram coeficientes negativos na direção do escoamento (CF_2) , que representam a sucção na face frontal do modelo. Esta sucção é resultante da zona de baixa pressão gerada pelo edifício vizinho colocado a barlavento. Nas configurações IC, IIB, IIC, IIIA, IIIB e IIIC a zona de baixa pressão a sotavento do edifício vizinho não esteve próxima o suficiente do edifício modelo para provocar sucção; nestas condições, verificou-se apenas uma diminuição na intensidade da sobrepressão.

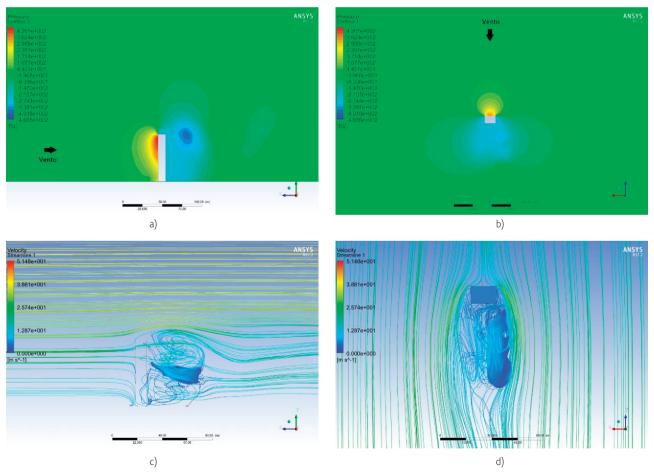


Figura 9 a) Campo de pressão vertical no plano de simetria, b) campo de pressão horizontal em y = 30,0m, c) linhas de corrente no plano vertical no eixo de simetria e d) linhas de corrente no plano horizontal em y = 30,0m

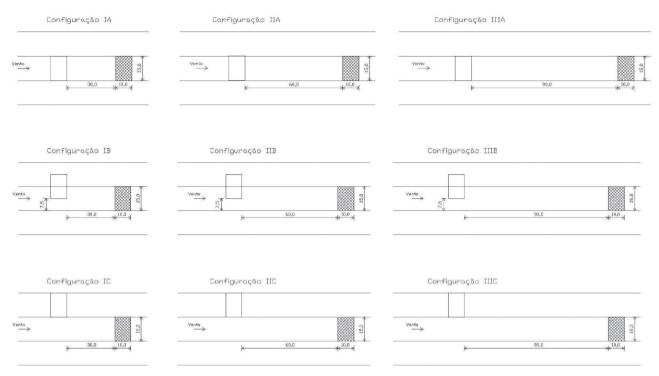


Figura 10 Configurações de vizinhança

Quadro 5 Coeficientes médios de força e momento – Organizados pelo afastamento

Afast. 0,5H	Referência <i>One way</i>	Configuração IA	Configuração IB	Configuração IC
CF_z	0,881	- 0,112	- 0,041	0,654
CF_y	0,452	0,344	0,382	0,467
CF _x	0,002	- 0,104	- 0,257	- 0,122
CM_y	0,005	0,003	0,033	0,099
CM_z	0,009	- 0,047	- 0,119	- 0,061
CM _x	- 0,485	0,076	0,053	- 0,355

Afast. 1H	Referência <i>One way</i>	Configuração IIA	Configuração IIB	Configuração IIC
CF_z	0,881	- 0,038	0,325	0,575
CF_{y}	0,452	0,407	0,08	0,560
CF _x	0,002	0,160	-0,533	0,027
CM_y	0,005	- 0,019	0,042	0,088
CM _z	0,009	0,111	- 0,265	0,024
CM _x	- 0,485	0,031	- 0,145	- 0,274

Afast. 1,5H	Referência <i>One way</i>	Configuração IIIA	Configuração IIIB	Configuração IIIC
CF _z	0,881	0,603	0,359	0,541
CF_{y}	0,452	0,745	0,420	0,377
CF _x	0,002	-0,174	0,057	0,011
CM_y	0,005	0,007	0,023	0,0532
CM _z	0,009	- 0,172	- 0,015	- 0,0054
$CM_{_{_{X}}}$	- 0,485	- 0,394	- 0,153	- 0,271

Como esperado, as configurações de vizinhança B apresentaram coeficientes de torção (CM_y) maiores do que nas configurações de vizinhança A, para os mesmos espaçamentos (I, II e III). De forma semelhante, as configurações C tiveram valores de torção superiores à configuração B, também considerando os mesmos afastamentos entre as estruturas. Este aumento decorre do desalinhamento entre os edifícios e é justificado pela excentricidade na aplicação da carga de vento no modelo nestas condições.

Além das configurações de vizinhança já apresentadas, outros 3 ensaios foram realizados aumentando-se o afastamento dos edifícios a partir da configuração A. As configurações IVA, VA e VIA

foram semelhantes à configuração IA, porém com afastamento entre os edifícios igual a 120 m, 150 m e 180 m, respectivamente. Os coeficientes médios de força e momento para estas configurações são expressos no Quadro 6.

Quadro 6 Coeficientes médios de força e momento

	Referência One way	Configuração IVA - Afast. 2H	Configuração VA - Afast. 2,5H	Configuração VIA - Afast. 3H
CF _z	0,881	0,721	0,770	0,875
CF_y	0,452	0,871	0,787	0,607
$CF_{_{\chi}}$	0,002	0,239	0,301	0,236
CM_y	0,005	0,011	- 0,019	0,039
CM_z	0,009	0,076	0,170	0,088
$CM_{_{_{X}}}$	- 0,485	- 0,448	- 0,398	- 0,439

Para os casos de IA a VIA, os coeficientes de força na direção do escoamento (CF,) mostram que, quanto maior a distância entre o modelo e o edifício vizinho, mais estes valores aproximam-se daqueles obtidos para o modelo em sua condição isolada. A partir dos resultados destes casos, pode-se inferir que o grau de influência do entorno na força obtida na direção do escoamento é menor quanto maior a distância entre o modelo e a vizinhança. O mesmo não pode ser afirmado para as forças nas demais direções e para os momentos, que, mesmo na condição de vizinhança VIA, onde o afastamento é igual a 3 vezes a altura do modelo, ainda apresentam--se coeficientes distintos daqueles calculados para o modelo isolado. Em VIA, por exemplo, o coeficiente CF,, que apresentava valor aproximadamente nulo na condição isolada, atingiu um coeficiente de 0,236; e o coeficiente CF, teve aumento de 34% em relação ao modelo sem vizinhança. Dé acordo com Blessmann (1998) [25], uma edificação pode provocar efeitos importantes a sotavento a distância de até 10 vezes sua altura.

Resultados semelhantes a estes foram encontrados por Bênia (2013) [26] através de ensaios em túnel de vento. A autora afirma que a presença de um único edifício vizinho igual ao modelo, sendo colocado a barlavento, oferece efeito de proteção, em termos da força longitudinal média (no presente trabalho expresso por CF_z) e que este efeito diminui quando aumenta-se a distância entre as duas estruturas. Quanto às forças verificadas nas demais direções, os resultados são mais complexos e difíceis de serem sistematizados e resumidos em uma tendência clara e previsível de interferência, o que ratifica a complexidade presente nos fenômenos de vizinhança. A própria turbulência do escoamento provoca "oscilações" nos padrões de tendência dos coeficientes que difícultam uma padronização determinística dos valores obtidos em função do afastamento entre os modelos vizinhos.

Apesar de os coeficientes de força na direção do escoamento terem sido reduzidos em todos os casos de vizinhança quando comparados com o modelo isolado, a inversão de esforços (de sobrepressão

para sucção) e variações consideráveis nos coeficientes de força nas demais direções são fenômenos importantes que devem ser previstos na etapa de projeto da estrutura. Portanto, ratifica-se a importância dos efeitos da vizinhança no cálculo das pressões de vento sobre uma estrutura, tendo em vista o aparecimento de esforços não previstos na análise do modelo isolado.

5 Conclusão

O presente trabalho propôs-se a contribuir no desenvolvimento de estudos na EVC através da realização de ensaios de validação e de novas simulações propostas. De uma forma geral, os resultados das análises realizadas com o Fluid Flow (Fluent) no Ansys Worbench confirmam resultados de autores como Braun (2007) [11], Akins, Peterka e Cermak (1977) [23], Fontes (2003) [24], Bênia (2013) [26], e ratificam sua validade. Portanto, o presente trabalho atendeu à análise proposta de evidenciar a relevância dos efeitos de interferência da vizinhança na previsão das cargas de vento em estruturas, como também ratifica-se a viabilidade da utilização de modelagens numérico-computacionais para resolução de problemas de vento como uma alternativa aos tradicionais métodos experimentais e/ou baseados em normas.

Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES pelo financiamento do trabalho cujos resultados são publicados no presente texto.

Referências

- Blessmann, J. Neighbouring wind effects on two tall buildings. Journal of wind and industrial aerodynamics, Porto Alegre, v. 41-44, p. 1041-1052, 1992. ISSN 0167-6105.
- [2] Kim, W.; Tamura, Y.; Yoshida, A. Interference effects on aerodynamic wind forces between two buildings. Journal of wind and industrial aerodynamics, v. 147, p. 186-201, 015. ISSN 0167-6105.
- [3] Vieira, G. S.; Brito, J.L.V.; Loredo-Souza, A.M. Experimental study of the neighbourhood effects on the mean wind loading over two equivalent high-rise buildings. Latin american journal of solids and structures, São Paulo, v. 3, n. 15, p. 1-15, 2018.
- [4] Braun, A. L.; Awruch, A. M. Simulação numérica na engenharia do vento. Revista sul-americana de engenharia estrutural, Passo Fundo, v. 5, n. 2/3, p. 81-102, 2009.
- [5] Khanduri, A.C.; Stathopoulos, T.; Bédard, C. Wind-induced interference effects on buildings – a review of the state-of-the-art. Engineering structures, v. 20, n. 7, p. 617-630, 1998.
- [6] Núñez, G.J.Z.; Loredo-Souza, A.M.; Rocha, M.M. Uso do túnel de vento como ferramenta de projeto no design aerodinâmico. Design e Tecnologia, Porto Alegre, v. 2, n. 4, p. 10-23, 2012. ISSN 2178-1974.
- [7] Stathopoulos, T. Computational wind engineering: Past achievements and future challenges. Journal of wind and industrial aerodynamics, Amsterdam, v. 67 e 68, p. 509-532, 1997.

- [8] Awruch, A.M.; Braun, A.L.; Greco, M. Engenharia do vento computacional e suas aplicações na engenharia civil. análise aerodinâmica e aeroelástica. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingieniería, Barcelona, v. 1, n. 31, p. 55-64, 2015.
- [9] Pravia, Z.M.C.; Drehmer, G.A. Estruturas de Aço. Passo Fundo: Universidade de Passo Fundo - Faculdade de Engenharia e Arquitetura, 2004.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [11] Braun, A.L. Simulação numérica na engenharia do vento incluindo efeitos de interação fluido-estrutura. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.
- [12] Tutar, M.; Oguz, G. Computational modeling of wind flow around a group of buildings. International Journal of Computational Fluid Dynamics, London, v. 18, n. 8, p. 651-670, 2007. ISSN 1029-0257.
- [13] Blocken, B.; Stathopoulos, T.; Beeck, J.P.A. J. van. Pedestrian-level wind conditions around buildings: Review of wind-tunnel and CFD techniques and their accuracy for wind comfort assessment. Building and Environment, Amsterdam, v. 100, p. 50-81, 2016. ISSN 0360-1323.
- [14] Gunawardena, T. *et al.* Wind analysis and design of tall buildings, the state of the art. 8th International conference on structural engineering and construction management, Colombo, p. 2-10, 2017.
- [15] Bairagi, A.K.; Dalui, S.K. Aerodynamic effects on setback tall building using cfd simulation. 2nd ICADVC, Durgapur, n. 2, p. 381-388, 2018.
- [16] Mukherjee, S.; Bairagi, A. K. Interference effect on principal building due to setback tall building under wind excitation. SEC18: Proceedings of the 11th Structural Engineering Convention, West Bengal, n. 20180306, p. 13-18, 2018.

- [17] Sangalli, L.A. Análise numérica da ação do vento sobre pontes com sistemas de controle de vibração. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, maio 2009.
- [18] Murakami, S. Current status and future trends in computational wind engineering. Journal of wind and industrial aerodynamics, Amsterdam, v. 67 e 68, p. 3-34, 1997.
- [19] Loredo-Souza, A.M.; Schettini, E.B. C.; Paluch, M.J. Simulação da camada limite atmosférica em túnel de vento. Escola de Primavera de Transição e Turbulência - Associação Brasileira de Engenharia e Ciências Mecânicas, Porto Alegre, n. IV, 2004.
- [20] Seidel, M.B. Avaliação computacional do efeito de vizinhança na ação do vento em edificações. Dissertação (Mestrado) – Univesidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, outubro 2020.
- [21] Menter, F. et al. Overview of fluid-structure coupling in Ansys-CFX. 25th International conference on offshore mechanics and artic engineering, Hamburg, p. 1-7, 2006.
- [22] Wang, X. Analytical and computational approaches for some fluidstructure interaction analyses. Computers and Structures, Atlanta, n. 72, p. 423-433, 1999
- [23] Akins, R.E.; Peterka, J.A.; Cermak, J.E. Mean force and moment coefficients for buildings in turbulent boundary layers. Journal of industrial aerodynamics, Amsterdam, n. 2, p. 195-209, 1977.
- [24] Fontes, A.C.D. Importância dos Efeitos de Vizinhança na Reposta Dinâmica de um Edifício à Ação do Vento. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, fev. 2003.
- [25] Blessmann, J. Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 1998.
- [26] Bênia, M.C.D. Determinação dos Efeitos de Vizinhança na Resposta Dinâmica de Edifícios Altos Sob Ação do Vento. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, set. 2013.

Avaliação computacional do efeito de vizinhança na ação do vento em edificações Matheus Borges Seidel, Geraldo José Belmonte dos Santos, José Mário Feitosa Lima



Superelastic tensegrity bracing system

Tensegridade aplicada a um sistema de contraventamento com cabos superelásticos

Filipe Amarante dos Santos Andrea Micheletti

Abstract

The present paper explores the capabilities of a superelastic pre-strained bracing acting as a seismic protection system. The proposed bracing is inspired by tensegrity concepts, showing certain geometrical advantages which yield a passive control device with an optimized structural behaviour. The bracing operates as a mechanical amplifier of longitudinal displacements, increasing the energy dissipation capabilities of its two antagonistic superelastic tendons. It is also showed that the damping capabilities of the bracing can be further enhanced by pre-straining the superelastic tendons, enabling higher martensitic transformation ratios. The forces associated with the introduction of prestress in ties are not transferred to the structure, but rather to a self-equilibrated inner compression cell, built up of four struts arranged in a four-bar linkage.

Resumo

O presente artigo explora as capacidades de um sistema de contraventamento equipado com cabos superelásticos, como elemento estrutural de proteção sísmica. O contraventamento proposto é inspirado na tensegridade, apresentando algumas vantagens geométricas que o tornam um elemento de controlo passivo com um comportamento estrutural otimizado. O contraventamento apresenta um efeito pantográfico, fazendo a amplificação mecânica dos deslocamentos longitudinais introduzidos, aumentado assim as capacidades de dissipação de energia dos seus elementos superelásticos antagonistas. É também demonstrado que as capacidades de dissipação do contraventamento podem ser potenciadas através da introdução de um pré-esforço inicial nos elementos de restituição superelásticos, permitindo atingir maiores rácios de transformação martensítica. As forças associadas à introdução do pré-esforço nos cabos não são transmitidas à estrutura, sendo absorvidas ao nível de uma célula de compressão autoequilibrada constituída por quatro barras ligadas entre si.

Keywords: Tensegrity / Superelasticity / Shape-memory alloys / Damping / / Seismic bracing / Antagonistic elements Palavras-chave: Tensegridade / Superelasticidade / Ligas com memória de forma / / Amortecimento / Contraventamento sísmico / Elementos antagonistas

Filipe Amarante dos Santos

Assistant Professor CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa Caparica, Portugal fpas@fct.unl.pt

Andrea Micheletti

Researcher

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica (DICII) Rome, Italy

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.

SANTOS, F. [et al.] – Superelastic tensegrity bracing system. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 51-58.

1 Introduction

In order to comply with the seismic performance required by modern structural codes, buildings are expected to provide adequate safety for design level earthquake intensities, with limited levels of structural and non-structural damage. Innovative seismic structural protection systems based on novel energy dissipation devices that minimize damage and substantially reduce repair costs following an earthquake are, hence, currently needed. In this paper a seismic bracing is developed and investigated, based on a tensegrity structure (TS). A TS is built of compressive struts and tension ties attached to the extremities of the struts. Properly designed TSs can be arranged in very stable and efficient geometrical configurations, that can achieve great strength with small mass, since the material is only used in the essential load paths. TSs are easy to fold, deploy and adjust, offering many operational and portability advantages [1]. As they are not subjected to bending or torsion, they can be more accurately modelled and since their mechanical behaviour originates from their geometry, they are applicable from small to large scales, with physical limitations depending on the materials employed [2, 3].

NiTi superelastic shape-memory alloy tendons are used to provide the proposed tensegrity bracing with increased damping capabilities. NiTi alloys can develop martensitic transformations, which are solid state crystallographic transformations between a high energy phase, austenite, and a low energy phase, martensite. Such transformations are triggered by changes either in temperature or stress and enable SMAs to develop a wide hysteresis, while subjected to mechanical cycles comprising strains up to 6%, with no residual deformations. This superelastic hysteresis translates into the ability of SMAs to dissipate energy and has made them particularly suited for kernel elements in seismic mitigation bracing systems [4, 5, 6].

2 Description of the proposed bracing system

2.1 A tensegrity inspired bracing

In the traditional definition of tensegrity structures the compressive members are disconnected, only one strut converges in each node, yielding what is usually called Class-1 tensegrity elements. When there are at most N struts connected at a node we speak of Class-N tensegrity structures [1]. To design an efficient bracing system that can carry compressive loads with small mass, Class-2 tensegrity modules were explored, like the one shown in Figure 1. The basic principle responsible for the compression efficiency of this bracing system is associated with its geometrical advantage.

By designing the C4T2 bracing, comprising four compressive struts and two tendons, to buckle at the same load P as the column represented in Figure 1(a), of mass m_{η} , assuming a slack vertical tendon ($T_{\rm v}=0$), it can be shown that the total mass m_{η} of the C4T2 system is given by $m_{0}=m_{1}~(2\sin\theta)^{-1/2}~[1]$. The mass ratio m_{0}/m_{1} is plotted in Figure 2, as a function of the angle θ .

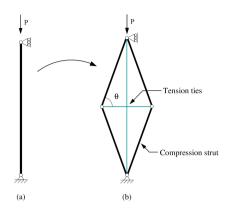


Figure 1: C4T2 bracing tensegrity element

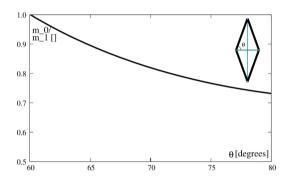


Figure 2: Mass ratio as a function of the angle q.

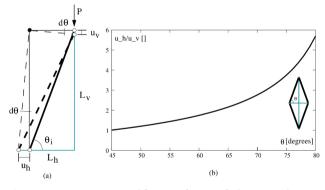


Figure 3: Geometric amplification factor of the C4T2 bracing tensegrity element

One can see that for angles greater than 60 degrees m_1 is less than m_0 , with a mass reduction amounting to about 26%, for $\theta=80$ degrees. The amount of damping that can be delivered by passive bracing systems during dynamic events is related to the level of displacements experienced by the structure during such an event [7]. Generally, increased displacements lead to higher damping. However, the relative displacements between the extremities of structural bracings, even during seismic events, can be rather low. This hinders the performance of SMA based bracings, which rely on high deformations to dissipate energy. One interesting feature of the proposed C4T2 tensegrity bracing is that it acts as a mechanical

amplifier for longitudinal displacements, increasing the level of deformation experienced by the transverse SMA tendon, and, hence, promoting damping. This amplification is illustrated in Figure 3(a), where the longitudinal displacement u_{ν} , associated with load P, is transformed in a higher transverse displacement u_h . The geometric amplification factor, in a small deformation regime, is equal to the ratio between the length of the longitudinal and transverse tendons. This amplification factor is plotted in Figure 3(b) as function of the angle θ . One can see that for θ between 45 and 80 degrees the amplification factor can amount up to almost 6.

2.2 Superelasticity for vibration control

It has been already shown in the literature [8, 9, 10] that the performance of superelastic based passive damping devices can be considerably improved by the use of antagonistic pairs of prestrained superelastic elements. The C4T2 bracing takes advantage of this feature since it comprises two tension ties working in phase-opposition; see Figure 4(a). However, as the length of these ties is not equal, the response of the bracing in tension and compression differs. In order to obtain an equal response of the bracing for both tension and compression, the configuration of the C4T2 bracing was changed into a C8T2 configuration, like the one depicted in Figure 4(b). This new configuration has four additional compression struts, that form an interior C4T2 tensegrity unit, with equal length tension ties. This way one obtains a superelastic bracing device with a stable cyclic behaviour, also comprising displacement amplification features.

Diagonal cable bracings only work in tension. As cables become slack, they yield no additional stiffness to the system. Usually frame bracings rely on two complementary diagonal members, arranged in a X configuration, to guarantee that at least one of the cables is always tensioned. It is not advisable to apply a significant amount of pre-strain in theses cable bracings, since the forces associated with this pre-strain must be equilibrated by the structure. As the proposed C8T2 bracing system comprises a self-equilibrated tensegrity unit its superelastic ties may be pre-strained without transferring any additional force to the structure; see Figure 4(c).

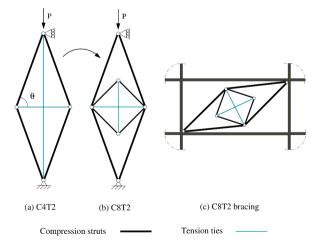


Figure 4: C8T2 bracing tensegrity element

As the superelastic ties are arranged in an antagonistic manner we also obtain a reversible-actuation system, inspired by muscles that work in pairs. An antagonistic actuation requires the assembly of two opposing SMA active elements in which the contraction (upon heating) of one pre-stressed actuator causes the opposing actuator to stretch, arming it to a subsequent heating, as described in [11]. One of the main advantages of these antagonistic systems is the fact that they do not need continuous power, but just an electric pulse, to switch permanently to a new configuration. This feature is used in the C8T2 bracing to promote the repositioning of the system.

3 Benchmark example of a C8T2 bracing tensegrity element

A methodology for the design of antagonistic tensegrity-SMA structures has been developed by the authors, describing the evolution of superelastic tensegrities, subjected to load and temperature changes, by a system of ordinary differential equations written in matrix form, solved by standard numerical routines. The analytical formulation and computational procedure of this method is thoroughly described in [11]. In this section, a benchmark example of a C8T2 bracing tensegrity element subjected to a prescribed cyclic loading is analysed, using our procedure for the design and simulation of simple tensegrity modules equipped with antagonistically connected superelastic SMA cables.

3.1 Geometry and loading definition

Taking advantage of the mechanical amplification features of the C8T2 bracing it is possible to tailor its configuration in order to explore the full length of the martensitic transformation in its superelastic restraining elements. A 4.0 m wide by 3.0 m tall structural frame is used to perform the numerical tests on the C8T2 tensegrity element, yielding a bracing with a total length of 5000 mm ($L_{\rm bracing} = 2 L_{\rm v}$). By basic trigonometric and arithmetic operations, it can be shown that it is possible to obtain the length of the superelastic cables $(L_{SMA} = 2 L_b)$, nested in the inner cell of the C8T2 unit, as a function of the total length of the bracing ($L_{bracing}$), the imposed longitudinal displacement (ΔL) and of the desired design strain. L_{SMA} can be hence computed according to L $_{\rm SMA}$ = ($\Delta L.$ $L_{\rm bracing}$ / $\epsilon_{\rm obj}$) $^{1/2}.$ By using the HAZUS definition of average inter-story drift (ISD) ratio of structural damage states [12] we can set a maximum threshold for ΔL so as to obtain a slight damage state (0.6%) for a structure associated with low-rise buildings and a Moderate-Code design level. For an ISD of 0.6%, Δ L yields 14.4 mm. In order to prevent slackening of the superelastic cables during mechanical cycling and foster the full development of the martensitic transformation, we introduce an initial pre-strain in the cables of 3.2%. This means that we have an additional 3% strain up to the full completeness of the martensitic transformation in the cables, which amounts to about 6%. From then on, we will be elastically loading detwinned martensite. With these input parameters, we obtain $L_{SMA} = 1550$ mm. The superelastic restraining elements were assumed to be built up of 10 small cables of 1 mm diameter each. The remaining variables that allow for the full material characterization of the superelastic elements, which were used during the numeric simulations, are listed next:

 $M_r = -45$ °C (martensite finishing temperature at zero stress)

 $M_c = -35$ ° (martensite starting temperature at zero stress)

 $A_c = -15$ °C (austenite starting temperature at zero stress)

 $A_{\epsilon} = -5$ °C (austenite finishing temperature at zero stress)

E_M = 20000 MPa (martensite Young's modulus) E_L = 35000 MPa (austenite Young's modulus)

 $C_{M} = C_{\Lambda} = 6.5 \text{ MPa}^{\circ}\text{C}^{-1} \text{ (Clausius-Clapeyron coefficients)}$

 $\Theta = 0 \text{ MPa}^{\circ}\text{C}^{-1} \text{ (thermoplastic coefficient)}$

 $\varepsilon_{i} = 0.04$ (recoverable strain)

Isothermal conditions were assumed during the tests, for simplicity sake. In Figure 5 we shown the geometry of the obtained C8T2 bracing.

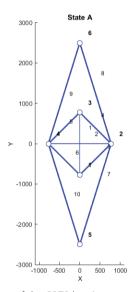


Figure 5: Geometry of the C8T2 bracing

The bracing was subjected to a mechanical cycle comprising a force with a maximum value of 9000 N, and a subsequent temperature cycle in Cable 1 to reposition the system to its original configuration, according to the scheme shown in Figure 6.

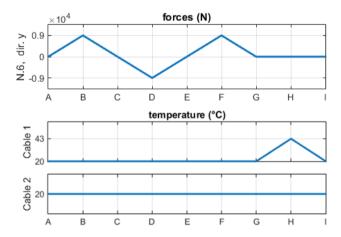


Figure 6: Loading cycle

3.2 Results of the numerical tests

In Figures 7 and 8 we show the stress-strain and stress-temperature diagrams associated with state A, respectively, which corresponds to the introduction of an initial pre-strain in both cables, amounting to 3.2%. An ambient temperature of 20°C is considered for all the numerical tests.

In Figures 9 through 14 are shown the stress-strain diagrams corresponding to states B through G, respectively, for both cables. These states are associated with the mechanical loading of the bracing.

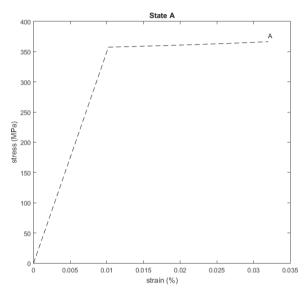


Figure 7: Stress - strain diagram for state A (initial pre-strain)

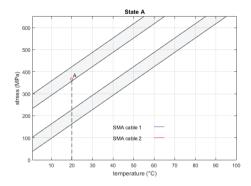


Figure 8: Stress - temperature diagram for state A

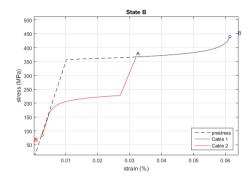


Figure 9: Stress - strain diagram for state B

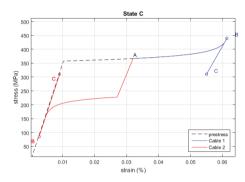


Figure 10: Stress - strain diagram for state C

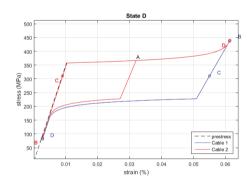


Figure 11: Stress - strain diagram for state D

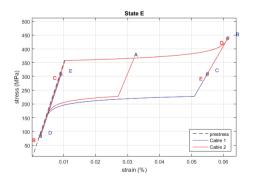


Figure 12: Stress - strain diagram for state E

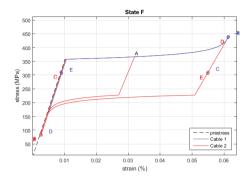


Figure 13: Stress - strain diagram for state F

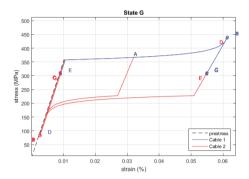


Figure 14: Stress - strain diagram for state G

In Figures 15 through 18 are presented the stress – strain and stress – temperature diagrams for both cables, associated with states H and I. These states are associated with the temperature cycle of the bracing.

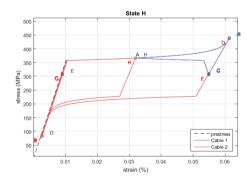


Figure 15: Stress - strain diagram for state H (heating)

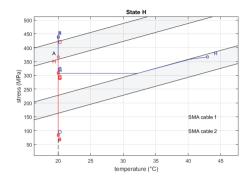


Figure 16: Stress - temperature diagram for state H (heating)

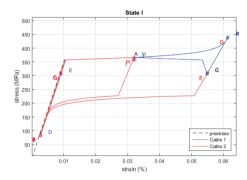


Figure 17: Stress - strain diagram for state I (cooling)

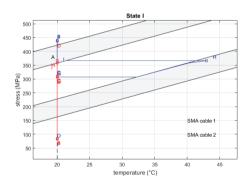


Figure 18: Stress - temperature diagram for state I (cooling)

In Figure 19 we show the overall response of the superelastic cables in terms of stress – strain and stress – temperature.

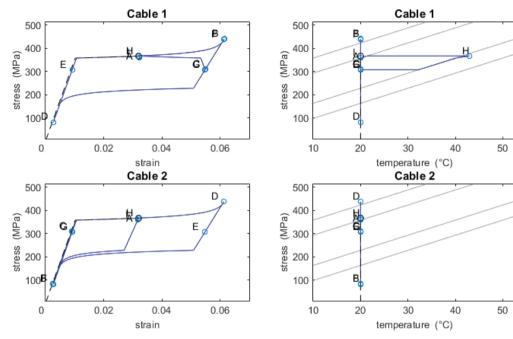


Figure 19: Stress - strain - temperature diagrams

In Figure 20 we show the resulting force-displacement of the C8T2 unit subjected to the prescribed cyclic loading.

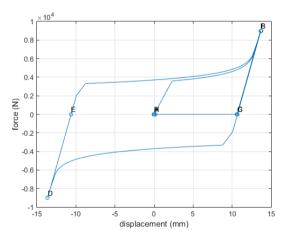


Figure 20: Force - displacement diagram

3.3 Discussion

During the numerical testing of the C8T2 bracing unit, with the two superelastic cables working in phase opposition, we show that, even for the small ISD introduced in the structure (0.6%), both cables are able to develop the characteristic flag shaped stress-strain diagrams associated with the superelastic behaviour. By introducing a prestrain in the superelastic cables it is possible to obtain a wide shaped hysteresis, like the one shown in Figure 15, which yields a significant amount of equivalent viscous damping (25%). This damping is

evaluated by the ratio of the dissipated energy during a mechanical cycle, which corresponds the area enclosed by the hysteresis, and the maximum strain energy multiplied by 4π [9]. With the introduction of pre-strain, the re-centring capabilities of the C8T2 bracing unit become less effective. However, by introducing a temperature cycle in one of the cables of the system it is possible to bring the system back to its original configuration. One also draws attention to the fact that by assuming a slight damage state for the structure its behaviour during seismic action remains mostly elastic and hence it can guarantee its repositioning by itself.

4 Conclusions

Although additional analyses would be required before on-field application of the proposed system, we believe, that the presented results highlight the effectiveness of the proposed superelastic tensegrity system. In fact, the computed equivalent viscous damping of 25%, for the C8T2 system, shows a fairly good performance with respect to its adequacy for seismic control applications. A dynamic analysis of our bracing elements falls outside the scope of the present paper, as it would constitute a major step in the research study we are carrying out, and it will be the subject of future work.

The main technical advantages of the proposed C8T2 bracing can be summarized as follows:

- 1) High buckling resistance due to enhanced compression efficiency;
- 2) High martensite transformation ratios are easily attained in the superelastic cables due to the mechanical amplification feature for longitudinal displacements, fostering higher damping capabilities;
- 3) Enhanced energy dissipation due to the antagonistic actuation of

the superelastic ties, also guaranteeing that at least one of the ties is always tensioned. This means that if one of the cables becomes slack, and loses its stiffness, it's guaranteed that the other tie, working in phase opposition, is conveniently tensioned;

- 4) The pre-straining of the ties does not introduce parasitic forces in the structure of the building. The bracing is a closed structural system (self-equilibrated) in which the pre-strain of its elements is not transferred to the structure;
- 5) Repositioning o the system can be fostered by the introduction of a heating-cooling cycle in one the cables of the system;
- 6) The system does not need to be replaced after a major seismic event due to the superelastic nature of its kernel dissipating elements. Alternative damping systems on the market are based in the yielding of their steel elements to provide for energy dissipation and, hence, need replacement after an earthquake.

5 Bibliography

- R. Skelton, J. Helton, R. Adhikari, J. Pinaud, W. Chan, An introduction to the mechanics of tensegrity structures, in: Handbook of Mechanical Systems Design, CRC Press, 2002.
- [2] S. H. Juan, J. M. M. Tur, Tensegrity frameworks: Static analysis review, Mechanism and Machine Theory 43 (7) (2008) 859.
- [3] C. Sultan, M. Corless, R. E. Skelton, Linear dynamics of tensegrity structures, Engineering Structures 24 (6) (2002).
- [4] B. Asgarian, S. Moradi, Seismic response of steel braced frames with shape memory alloy braces, Journal of Constructional Steel Research 67 (1) (2011).
- [5] D. J. Miller, L. A. Fahnestock, M. R. Eatherton, Development and experimental validation of a nickel-titanium shape memory alloy selfcentring buckling-restrained brace, Engineering Structures 40 (2012).
- [6] C. W. Yang, R. DesRoches, R. T. Leon, Design and analysis of braced frames with shape memory alloy and energy-absorbing hybrid devices, Engineering 235 Structures 32 (2) (2010) 498.
- [7] N. Mathias, F. Ranaudo, M. Sarkisian, Mechanical amplification of relative movements in damped outriggers for wind and seismic response mitigation, International Journal of High-Rise Buildings 5 (1) (2016) 51.
- [8] Amarante dos Santos, F. P., and C. Cismaşiu. "Comparison Between Two SMA Constitutive Models for Seismic Applications." Journal of Vibration and Control. 16.6 (2010): 897-914.
- [9] Cismaşiu, C., and F. P. Amarante dos Santos. "Numerical simulation of superelastic shape memory alloys subjected to dynamic loads." Smart Materials and Structures. 17.2 (2008).
- [10] Amarante dos Santos, F., and C. Leitão. "Dynamic performance of a superelastic column–base connection." Structural Control and Health Monitoring. 25.7 (2018).
- [11] Micheletti, A., FA dos Santos, and P. Sittner. "Superelastic tensegrities: matrix formulation and antagonistic actuation." Smart Materials and Structures. 27:10 (2018).
- [12] HAZUS-MH, Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model, FEMA, http://www.fema.gov/hazus (2003).



Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal

Impact of the masonry infill walls presence in the seismic behaviour of a 15-storey building in Nepal

André Furtado Nelson Vila-Pouca Hugo Rodrigues Humberto Varum

59

Resumo

Na sequência do forte sismo de Gorkha (Nepal) no dia 25 de Abril de 2015, foi realizado um estudo que incide, em particular, na avaliação da influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício alto de betão armado com 15 pisos. Para isso foi realizada uma avaliação detalhada de danos pós-sismo ao edifício e caracterizaram-se as suas propriedades dinâmicas (modos de vibração e respetivas frequências) com recurso a ensaios de vibração ambiental. O edifício foi simulado tridimensionalmente através do software SAP2000. Foram construídos três modelos numéricos distintos, discriminando três cenários distintos, nomeadamente: sem painéis de alvenaria; com painéis de alvenaria; e com alvenarias danificadas. A validação e calibração destes modelos foi conseguida pela comparação entre os resultados numéricos, provenientes das análises modais efetuadas, com os resultados experimentais, obtidos com a identificação dinâmica. Realizaram-se ainda análises lineares elásticas aos diferentes modelos numéricos, com recurso aos acelerogramas reais do sismo de Gorkha, avaliando-se e quantificando-se as diferenças encontradas ao nível dos deslocamentos dos pisos, drift, forças sísmicas por pisos e corte basal. Com base nos resultados obtidos nas análises modais e nas análises dinâmicas lineares elásticas foi possível discutir e quantificar a importância das paredes de alvenaria de enchimento na resposta sísmica do edifício em estudo.

Palavras-chave: Sismo do Nepal / Edifício alto de betão armado / Paredes de alvenaria de enchimento / Ensaios de vibração ambiental / / Avaliação de danos / Modelação numérica

Abstract

Following the strong earthquake on April 25th 2015 in Nepal, an extensive assessment and damage reconnaissance campaign of infilled Reinforced Concrete Buildings was carried out. This manuscript aims to evaluate the masonry infill walls influence in the seismic behaviour of a 15-storey RC structure. For this, a detailed damage assessment survey was performed, and the vibration modes were determined through ambient vibration tests that will be herein discussed and presented. The building was then modelled in the software SAP2000. Three numerical models were developed discriminating three different scenarios, namely: i) structure without infill walls; ii) structure with non-damaged infill walls, and iii) structure with damaged infill walls. The numerical model's validation and calibration were ensured by comparing the numerical frequencies with those obtained from the ambient vibration tests. Also, linear elastic analyses were carried out using real accelerograms from the Gorkha earthquake to assess and quantify the significant differences between the models in terms of inter-storey drifts ratios, inter-storey shear forces due to seismic loadings.

Keywords: Nepal earthquake / High-rise RC structure / Masonry infill walls / / Ambient vibration test / Damage assessment / Numerical modelling

rp**ee** | Série III | n.º 16 | julho de 2021

André Furtado

Investigador de Pós-doutoramento CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal afurtado@fe.up.pt

Nelson Vila-Pouca

Professor Auxiliar CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal nelsonvp@fe.up.pt

Hugo Rodrigues

Professor Associado RISCO, Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal hrodrigues@ua.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal hvarum@fe.up.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.] – Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 15. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 59-74.

1 Introdução

Durante os últimos anos têm sido realizados diversos estudos científicos para avaliar a influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta sísmica dos edifícios de betão armado. É sabido que esta contribuição pode ser favorável ou não, dependendo de uma série de parâmetros tais como a resistência e rigidez relativa entre as paredes e os elementos envolventes de betão armado, existência de ligação mecânica aos elementos de betão armado e as propriedades materiais e mecânicas das paredes de alvenaria de enchimento [1].

Relatórios de observação de danos pós-sismo têm associado o desempenho dos edifícios de betão armado com a presença e distribuição dos painéis de alvenaria de enchimento [2, 3]. Por exemplo, a distribuição irregular em altura dos painéis de enchimento desencadeia o mecanismo de piso flexível, caracterizado pela concentração da deformação nos pisos vazados [4, 5]. Este mecanismo tem resultado no colapso de um número significativo de edifícios. De igual modo, a existência de aberturas nos painéis de enchimento próximas dos pilares envolventes pode resultar, aquando da ocorrência de um sismo, no mecanismo de pilar--curto onde estes são sujeitos a forças de corte em zonas onde não foram dimensionados para tal (armadura transversal insuficiente) e consequentemente na sua rotura [6]. Obviamente que a ocorrência do colapso dos painéis de enchimento (devido à ação sísmica combinada no seu plano e fora do seu plano) resulta em possíveis irregularidades verticais e/ou em planta [7]. A avaliação da segurança de um edifício de betão armado face a uma ação sísmica deve ser realizada considerando a presença das paredes de enchimento.

O Nepal é um país com recursos bastante limitados, em desenvolvimento, situado na Ásia, numa das regiões de maior atividade sísmica do mundo. Devido às suas características geográficas e geológicas, em conjunto com as condições climatéricas, é um país sujeito a uma grande diversidade de desastres naturais como sismos, deslizamentos de terra, inundações e secas. No dia 25 de abril de 2015, o país foi arrasado por um sismo de magnitude 7,8 que resultou em cerca de 9000 mortes e cerca de 23000 feridos. O abalo foi sentido em algumas regiões da India, China, Bangladesh, Paquistão e Butão. Centenas de réplicas sucederam a este sismo com particular destague para o dia 12 de maio de 2015 onde foi sentida uma réplica com magnitude 7,3 que aumentou o numero de mortes em cerca de 200 e o número de feridos em cerca de 2500. Verificou--se nesta sequência de eventos sísmicos que as paredes de alvenaria de enchimento desempenharam um papel muito importante no comportamento das estruturas de betão armado [8, 9]. Na maioria das situações, o dano observado neste tipo de estruturas relacionou--se com a presença destes elementos, frequentemente considerados não estruturais. Um mês após o sismo, uma equipa da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) deslocou-se ao Nepal com o objetivo de reconhecer os danos existentes nos edifícios e de realizar inspeções detalhadas em determinados edifícios representativos de algumas classes existentes neste país. O presente trabalho tem como principal objetivo o estudo da influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural de um edifício, estudado no âmbito desta missão com 15 pisos elevados através da realização de análises lineares dinâmicas elásticas.

2 Caso de estudo

2.1 Descrição geral

O edifício de betão armado em estudo situa-se no Nepal, na capital, Kathmandu, tem 15 pisos elevados e destina-se unicamente à habitação. A sua construção teve início em outubro de 2009 e terminou em finais de 2012. Tendo em conta que este foi afetado por um sismo, designado sismo de Gorkha, que se fez sentir no dia 25 de abril de 2015, e que, por isso, foi objeto de uma análise realizada por uma equipa da FEUP [10], que se deslocou ao Nepal no âmbito de uma avaliação pós-sismo, procurou-se implementar o estudo da influência das paredes de alvenaria neste edifício em particular, tirando partido das vantagens associadas à situação anteriormente descrita. O edifício pertence a um grande empreendimento de luxo composto por um conjunto de moradias e por quatro torres, designado de *Cityscape Towers*| *Villas* (Figura 1).

O edifício é composto por 2 pisos subterrâneos e 15 elevados, com a particularidade do último ser um duplex, implicando a existência de um 16º piso. Relativamente aos pisos elevados, estes apresentam um desenvolvimento em altura correspondente a 52 m, sendo que o pé-direito do piso térreo é de 4 m, valor tipicamente superior quando comparado com o dos restantes, que, neste caso, apresentam valores de 3.2 m de altura. Do ponto de vista geométrico, o edifício é bastante irregular em planta, sendo constituído por 4 corpos de geometria idêntica, unidos por um outro corpo central. Todos os pisos elevados, com exceção do 16.º, apresentam a mesma área de implantação, correspondente a, aproximadamente, 452 m², bem como a mesma tipologia geométrica, excetuando alguns pormenores arquitetónicos de carácter estético, que se revelam apenas em alguns andares do edifício. O 16.º andar trata-se de um complemento ao 15.º (que representa a parte superior do duplex), não correspondendo, portanto, a um piso completo, com uma área de implantação substancialmente inferior à dos restantes pisos. Acresce ainda o facto da massa deste ser significativamente menor,

tornando-se um piso pouco relevante face aos restantes. Desta forma, a sua contribuição é desprezável, pelo que, no âmbito desta comunicação, serão apenas considerados 15 pisos elevados.

Esta torre é constituída por pórticos de betão armado, preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, alinhados segundo a direção longitudinal e transversal, e por 2 grandes núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores, apresentados na Figura 2. A estrutura, perante o seu comportamento sob ações sísmicas horizontais, apresenta uma tipologia estrutural de sistema misto constituído por pórticos e paredes de betão armado.

Quadro 1 Características e designações das secções dos pilares presentes no edifício em estudo

Dimensões [mm]	Cor	Pilares (Designações)
900 × 300	Verde fluorescente	P2 P5 P29 P32 P55 P58
970 × 300	Rosa	P16 P43 P46
1125 × 300	Rosa Choque	P18 P20
1100 × 300	Azul Bébé	P49 P51
855 × 300	Amarelo	P40 P42
800 × 300	Cinza	P22
645 × 300	Cinzento	P34 P35
750 × 300	Azul	Restantes Pilares

Os pórticos de betão armado são constituídos por sistemas viga — pilar, com vãos consideravelmente pequenos. As vigas do edifício apresentam sempre as mesmas duas secções com dimensões 300 mm \times 600 mm e 230 mm \times 600 mm. Pelo contrário, os pilares são constituídos por uma vasta gama de secções constantes em altura e bastante robustas, como se pode verificar no Quadro 1.





Figura 1 Caso de estudo: a) perspetiva do empreendimento; e b) Vista geral do edifício em estudo

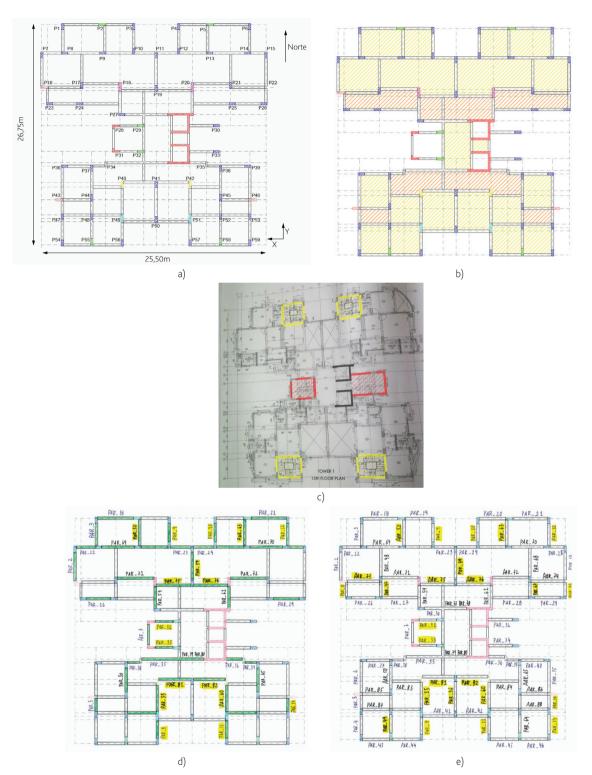


Figura 2 a) Planta estrutural de um piso tipo (com as designações e destaque a cores das secções dos vários pilares existentes); b) Planta estrutural com pormenorização das lajes presentes no edifício; c) Planta estrutural com indicação das caixas de escadas e caixas de elevadores; d) Planta de arquitetura com distribuição das paredes (R/C); e) Planta de arquitetura com distribuição das paredes (pisos superiores)

Quanto às lajes utilizadas, são todas maciças e apoiam-se nas vigas dos pórticos de betão armado, com exceção de alguns casos pontuais, como as lajes das varandas e outras, assinaladas na Figura 2b, que se apoiam em vigas secundárias e nos núcleos de rigidez. Existem 2 tipos de espessura de laje usados no edifício, nomeadamente: 125 mm (trama amarela) e de 110 mm (trama laranja). As lajes das varandas apresentam todas espessuras de 110 mm.

O edifício apresenta 2 núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores, representando uma situação pouco comum, uma vez que nenhum dos núcleos se destina a servir de caixas de escadas. No entanto, nesta estrutura existem 2 caixas de escadas, executadas com pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, que servem de acesso às zonas de comunicação horizontal de cada piso e que, portanto, tal como as caixas de elevadores, se desenvolvem verticalmente desde as caves até à cobertura. Complementarmente, ainda existem 4 escadas que garantem a ligação vertical dos duplex, ligando o 15.º piso ao 16.º. Na Figura 2c, destacam-se, na planta estrutural, os elementos anteriormente mencionados: caixas de elevadores (a preto), caixas de escadas (a vermelho) e escadas (a amarelo). Na Figura 2d e Figura 2e são apresentadas plantas de arquitetura com indicação da localização das paredes de enchimento no rés-do-chão e pisos superiores, respetivamente.

Apesar da estrutura em estudo apresentar uma grande quantidade de elementos verticais de betão armado, nomeadamente pilares e lâminas, com secções bastante sólidas e 2 núcleos de rigidez, denotase, ainda assim, um défice de elementos de contraventamento para a área em questão. Além disso, observa-se um razoável número de casos em que as vigas se apoiam indiretamente umas nas outras, o que influencia negativamente a capacidade de resposta do edifício perante a ação sísmica. Por outro lado, verifica-se a ocorrência de vãos reduzidos na estrutura.

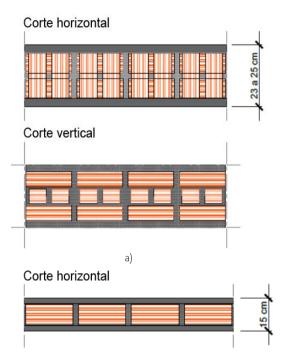
2.2 Paredes de alvenaria de enchimento

A presença de paredes de alvenaria é bastante significativa neste edifício, abrangendo uma notável variedade de painéis interiores e exteriores em termos de dimensões e tipologias (tipo e localização de aberturas).

As paredes exteriores são paredes compostas por 2 panos de tijolos cerâmicos maciços interligados, a meia altura, por fiadas de tijolos maciços ($240 \times 115 \times 57$ mm) dispostos na direção ortogonal à dos panos (ver Figura 3a). Todos os tijolos são assentes sobre leitos de argamassa cimentícia, conferindo à parede exterior uma espessura variável entre 230 mm e 250 mm (espessura de revestimento entre 1 cm a 2,5 cm por face). Este tipo de configuração permite que a parede tenha um comportamento excelente na direção ortogonal ao plano (fora do plano), uma vez que confere ao painel de enchimento um acréscimo significativo de rigidez lateral. Deste modo, quando comparadas com as tipicamente utilizadas em Portugal (paredes de tijolo cerâmico de furação horizontal), este tipo de paredes (paredes exteriores presentes no edifício de betão armado em estudo) apresentam um desempenho mecânico muito melhor.

Já as paredes interiores são paredes simples, compostas unicamente

por um pano de tijolo maciço com reboco em ambas as suas faces. A sua configuração é bastante mais simples que a das paredes exteriores e assemelha-se em tudo às paredes simples utilizadas em Portugal. Este tipo de painel de enchimento apresenta uma espessura total que ronda os 150 mm (espessura de revestimento aproximadamente de 1,5 cm por face). As tipologias existentes no edifício em estudo são apresentadas em detalhe por Furtado, *et al.* [11] assim como a sua distribuição em planta e em altura.



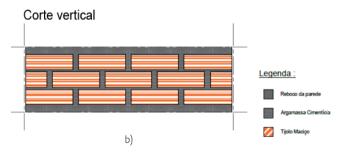


Figura 3 Detalle do tipo de paredes existentes no edifício: a) Paredes exteriores; e b) Paredes interiores

Após o sismo de 25 de abril de 2015 e respetivas réplicas, observouse a ocorrência de diferentes níveis de dano nas paredes de alvenaria existentes, com particular incidência nos pisos inferiores, como ilustrado na Figura 4. Estes danos caracterizaram-se essencialmente em fissurações diagonais, destacamento da parede dos elementos de betão armado envolventes, esmagamento de tijolos por compressão e fissurações por deslizamento por corte. O levantamento exaustivo destes danos pode ser encontrado em [11].





Figura 4 Danos observados nas paredes de alvenaria de enchimento após o sismo: a) fachada sul; e b) fachada este





Figura 5 a) Visão geral da zona de entrada do edifício situada no piso térreo da fachada este; b) Visão geral da fachada norte do edifício, com destaque do rés-do-chão

Relativamente à disposição dos painéis de alvenaria no edifício em estudo, é importante referir que apenas no piso térreo (rés-do-chão) e nos 2 pisos subterrâneos (caves), a distribuição das paredes difere da disposição observada nos restantes pisos. No piso térreo (rés-do-chão), grande parte dos painéis existentes são interiores uma vez que este andar se destina, principalmente, à entrada principal e de serviço. Dito isto, com a necessidade de espaço, inerente às funções do piso em questão, facilmente se compreende a menor abundância de paredes exteriores comparativamente com o número de paredes interiores, distribuídas, essencialmente, pelas escassas habitações existentes na parte mais a oeste do rés-do-chão. Na Figura 5, apresentam-se algumas fotografias reveladoras dos espaços associados ao piso térreo, onde se pode verificar um menor número de paredes de enchimento.

Relativamente aos restantes pisos elevados, a presença de painéis de alvenaria é bastante visível apresentando tipologias e dimensões diversas. Em todas as fachadas do edifício existem paredes exteriores que, apesar de em alguns casos apresentarem aberturas, trabalham e têm algum contributo na resposta sísmica do edifício. O mesmo se pode dizer em relação às paredes interiores que, tal como as exteriores, existem em grande número nestes pisos. Com base num levantamento das paredes existentes no edifício, realizado segundo

uma observação e avaliação cuidada das plantas arquitetónicas e dos registos fotográficos, foi possível identificar a disposição dos painéis de alvenaria na estrutura em estudo, relativamente aos 15 pisos elevados (detalhados em [11]).

Importa referir que devido à falta de elementos caracterizadores do 16.º piso e dos pisos subterrâneos, bem como devido à contribuição pouco significativa em termos de rigidez e massa da parte do 16.º piso em relação ao resto da estrutura, mais uma vez se realça que o presente estudo incide, apenas, sobre os 15 pisos elevados. A massa correspondente ao 16.º piso foi considerada no modelo numérico produzido.

2.3 Identificação modal através de ensaio de vibração ambiental

A identificação dinâmica do edifício em estudo foi realizada através de três sismógrafos triaxiais (S01, S02 e S03) GeoSIG modelo GSR-18 que foram dispostos em diferentes configurações por forma a determinar as frequências naturais e respetivos modos de vibração. Foram adotados 4 setups experimentais com diferentes disposições dos sismógrafos, como ilustrado na Figura 6. O sismógrafo S03 foi utilizado como referência nestes ensaios.

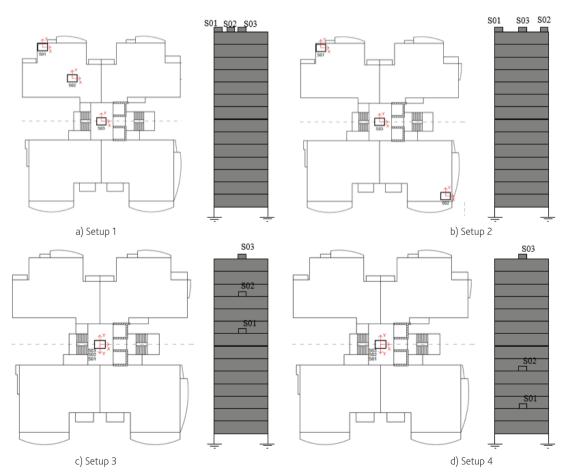


Figura 6 Identificação modal: setup experimental

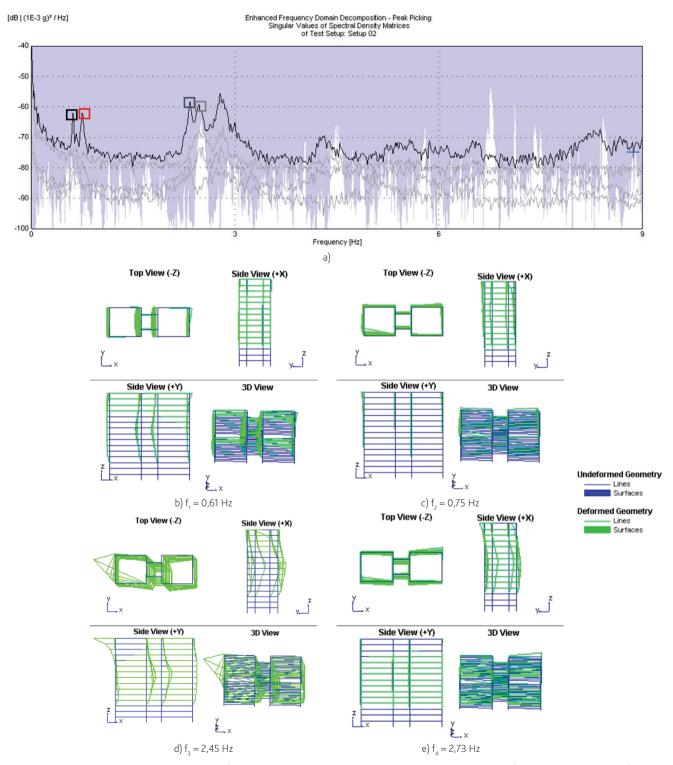


Figura 7 Resultados da identificação modal: a) Espetro dos valores singulares resultantes da análise EFDD; b) 1.º Modo de vibração; c) 2.º Modo de vibração; d) 3.º Modo de Vibração; e e) 4.º Modo de vibração

Recorreu-se ao software ARTeMIS Extractor para tratar os dados recolhidos pelos sismógrafos com a vantagem de atender ao sincronismo entre os mesmos. Foi adotado o método EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition), método de aperfeiçoamento de decomposição no domínio da frequência, onde se consegue passar os registos temporais dos sinais em questão para o domínio das frequências. Seguidamente efetuou-se a seleção dos picos dos espetros, através da técnica de Peak Picking, o que permitiu a obtenção das frequências naturais da estrutura. Da análise do espetro de frequências (Figura 7a), é possível identificar a existência de 4 modos fundamentais correspondentes às frequências de 0,61 Hz (1.º Modo – Translação segundo X), 0,75 Hz (2.º Modo – Translação segundo Y) 2,45 Hz (3.º Modo – torção) e 2,73 Hz (4.º Modo - Torção combinado com translação). O espetro de frequências e os respetivos modos são apresentados na Figura 7. Mais detalhes relativos ao ensaio e respetivos resultados experimentais são apresentados em [11].

3 Modelação numérica

3.1 Estrutura de betão armado

O edifício foi modelado numericamente no software SAP2000 [12] considerando a disposição dos elementos estruturais existentes. Os pilares e vigas foram modelados através de elementos de barras. Relativamente aos 2 núcleos de rigidez (que servem de caixas de elevadores) e às lajes presentes no edifício, ambos foram modelados recorrendo a elementos finitos (elementos de área do tipo casca) com dimensões correspondentes às espessuras dos núcleos e das várias lajes existentes. Atenderam-se a pormenores como a ligação dos elementos finitos de casca a elementos de barra e a ligação dos elementos finitos casca dos núcleos de rigidez aos das lajes (Figura 8a). Realça-se ainda que, para a modelação das lajes presentes no edifício se considerou o funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, levando a que estes funcionem como

um corpo rígido. A Figura 8b apresenta a visão geral do modelo tridimensional.

Adotou-se a classe de betão C30/37, que corresponderá aos vários elementos anteriormente referidos (vigas, pilares, núcleos de rigidez e lajes). Nada se concluiu em relação ao tipo de aço usado na estrutura em estudo, uma vez que, para o tipo de análise (elástica) adotada na presente comunicação, a consideração das armaduras ordinárias é irrelevante. Foram consideradas ações de carácter permanente, variável e acões sísmicas.

A massa das paredes de alvenaria, dos elementos de carácter estético presentes no edifício, dos elementos estruturais desprezados no âmbito da modelação (como algumas vigas secundárias e outras apoiadas de forma indireta) e dos elementos associados às guardas das varandas, compõe o subconjunto das Restantes Cargas Permanentes (Paredes mais outros elementos). Todas estas massas, após a sua contabilização, foram associadas numa só e divididas pela área total de lajes (exceto as das varandas).

Assumiu-se então, com base em trabalhos académicos e científicos relacionados com o assunto em questão, um valor de 20 KN/m3 como peso específico das paredes de alvenaria interiores e exteriores e um valor de 25 KN/m3 como peso específico dos elementos de

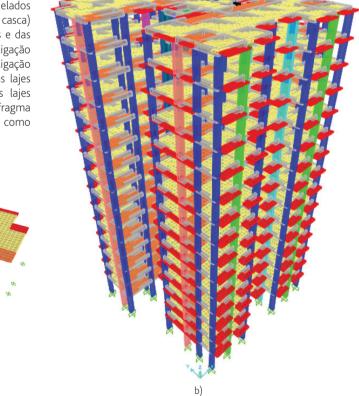


Figura 8 Modelação numérica da estrutura de betão armado sem paredes de alvenaria: a) 1.º piso da estrutura; e b) visão geral do modelo tridimensional

betão. Deste modo, foi possível chegar-se a um valor global de 5,09 KN/m² por piso (correspondente ao peso das paredes e outros elementos), aplicado sobre as laies do 1.º ao 15.º piso.

3.2 Paredes de alvenaria de enchimento

Para a modelação das paredes de alvenaria, optou-se por adotar a combinação de dois métodos simplificados que, segundo as conclusões do estudo de Furtado, et al. [11], foram os que melhores resultados produziram: o método de Al-Chaar [13] e o método de Paulay and Priestley [14]. De facto, ambos se baseiam no método das bielas diagonais equivalentes; no entanto, para o cálculo das propriedades relevantes a atribuir às bielas (que irão representar as paredes), como as dimensões das suas secções, o método de Al-Chaar [13] demonstra ser um método mais complexo, exigindo a consideração de bastantes variáveis e parâmetros. Contudo, o método de Al-Chaar [8] é o único, dos anteriormente referidos, que tem em conta a presença de aberturas na parede e danos na alvenaria. Assim, tomou-se a opção de modelar as paredes de alvenaria, com base nos pressupostos destes dois métodos. Segundo este método, a presença de aberturas nas paredes e a existência de danos nas alvenarias são tidas em conta afetando a largura da escora equivalente, w, por intermédio de dois coeficientes redutores, R, e R₂. A representação da biela diagonal equivalente de uma parede de alvenaria retangular é apresentada na Figura 9.

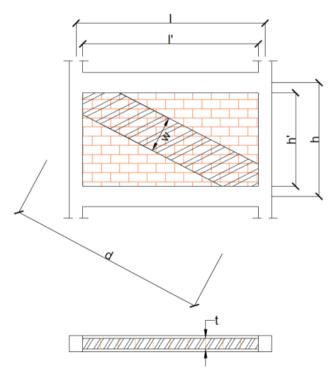


Figura 9 Representação da biela diagonal equivalente numa parede de alvenaria retangular

A largura da biela diagonal equivalente da parede pode ser determinada através da Equação 1, em que w é a largura da biela diagonal equivalente e d é o comprimento da diagonal da parede. Para ter em conta a presença de aberturas nas paredes e a potencial existência de danos, esta largura w é afetada dos dois coeficientes de redução, podendo ser calculada pela Equação 2. Nas situações em que as paredes apresentem aberturas inferiores a 60% da área da parede, a largura da biela diagonal equivalente deverá ser afetada do coeficiente de redução R_1 , estimado através da Equação 3. Caso a parede apresente uma percentagem de aberturas superior a 60%, deverá ser desprezada a contribuição da parede para resposta sísmica do edifício. No que diz respeito à consideração do dano na parede, é sugerido por Al-Chaar [13] que se aplique o fator de redução R_2 igual a 0,7 para níveis de dano moderado e 0,4 para níveis de dano severo.

$$W = 0.25 d$$
 (1)

$$W_{Red} = W \times R_1 \times R_2 \tag{2}$$

$$R_1 = 0.6 \times \left(\frac{A_{aber}}{A_{par}}\right) - 1.6 \times \left(\frac{A_{aber}}{A_{par}}\right) + 1 \tag{3}$$

Foram assumidas as reais dimensões geométricas dos painéis e um módulo de elasticidade de 5 GPa com base nos valores sugeridos por Chaulagain, *et al.* [15] para este tipo de alvenarias existentes do Nepal.

4 Análise linear elástica dinâmica

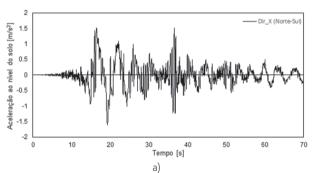
4.1 Metodologia

O estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado foi realizado através de análises lineares dinâmicas aplicadas à estrutura considerando paredes de alvenaria sem dano (Modelo 1), considerando paredes de enchimento com dano observado após o sismo de Ghorka (Modelo 2) e por fim um terceiro modelo não considerando a existência destes painéis (modelo 3). É importante referir que para este tipo de análises foi tida em conta uma redução de 50% da rigidez nos elementos de betão armado (elementos estruturais) integrantes dos modelos do edifício. Consideraram-se as indicações preconizados pelo regulamento grego KANEPE [16]. Estas resumem-se a reduções mais ponderadas e adequadas para a análise estrutural (e não para o projeto de edifícios, como é o caso do EC8 - Parte 1 [17]), a aplicar aos elementos estruturais.

Apresentam-se os acelerogramas (reais) do sismo de Gorkha, (Figura 10) considerados para as análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas aos vários modelos do edifício. Usaram-se acelerómetros para se obterem os registos das acelerações sentidas, captadas segundo as direções X e Y.

Antes da análise e discussão de resultados importa descrever a estratégia utilizada para considerar o dano nas paredes de enchimento no modelo numérico 2. A atribuição do dano às diferentes paredes que constituem o edifício fez parte de um processo de calibração, onde se fizeram várias tentativas até que as frequências do modelo em questão se aproximassem o mais possível das frequências obtidas experimentalmente. Deste modo,

aplicou-se o dano às paredes de alvenaria com base na Figura 11. Esse quadro é parte integrante do Método de Al-Chaar [13] que recomenda valores para um coeficiente redutor, R₂, de 0,7 a 0,4, consoante o tipo de dano nas alvenarias for moderado ou severo, respetivamente. O coeficiente R₂ afeta diretamente a expressão que define uma das propriedades (wred - largura da escora equivalente reduzida) caracterizadoras das bielas que representam os painéis de alvenaria. Assim, após várias tentativas, demonstra-se na Figura 11 o dano aplicado às paredes (bielas) do modelo do edifício em estudo. Note-se que, com a enorme quantidade de alvenarias existentes no edifício, a atribuição individual do dano às mesmas é um processo completamente inexeguível. A dificuldade que lhe está associada quer em termos de duração, quer em termos de incertezas, fez com que a atribuição de dano fosse feita de uma forma mais "uniforme", com base na observação da recolha fotográfica efetuada. Assim, definiram-se 3 níveis de dano ao longo do edifício (Figura 11) e aplicou-se o dano às alvenarias consoante a sua localização na estrutura.



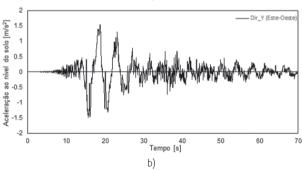


Figura 10 Análises lineares elásticas dinâmicas: acelerogramas a) Direção X; e b) Direção Y

Foi realizada uma análise modal a cada um dos modelos gerados, e obtiveram-se as seguintes frequências naturais:

- Modelo 1 (com paredes sem dano): 0,78 Hz (translação segundo X); 0,86 Hz (translação segundo Y); 0,97 Hz (Torção).
- Modelo 2 (com paredes com dano): 0,74 Hz (translação segundo X); 0,77 Hz (translação segundo Y); 0,84 Hz (Torção).
- Modelo 3 (sem paredes): 0,62 Hz (torção); 0,66 Hz (translação segundo X); 0,72 Hz (Translação segundo Y).

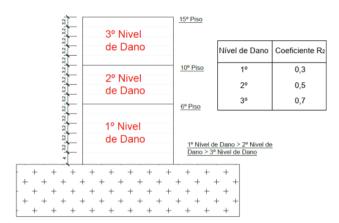


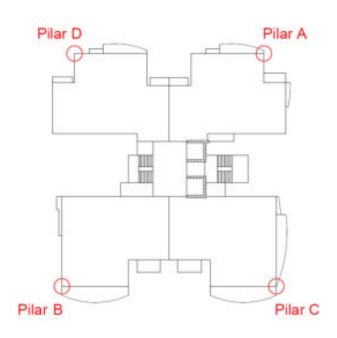
Figura 11 Esquema elucidativo da atribuição do nível de dano nas paredes de enchimento ao longo do edifício

4.2 Análise e discussão de resultados

Dada a dimensão dos modelos concebidos para o presente estudo, optou-se por tratar e analisar a informação proveniente das análises sísmicas temporais, relativamente a 4 pilares de canto da estrutura. Esses pilares foram escolhidos criteriosamente de modo a ilustrarem eficazmente a resposta global do edifício face à incidência da ação sísmica (ver Figura 12).

Do estudo e análise dos gráficos referentes às envolventes de *drifts* máximos, Figura 13, foi possível concluir que:

- A resposta estrutural do edifício foi condicionada pelo efeito de torção, por um lado justificado com as características particulares deste edifício, e, por outro, com a maior irregularidade resultante das paredes de alvenaria, situações que se refletem num comportamento dinâmico mais complexo do que o observado em edifícios mais correntes com estrutura em pórtico;
- ii) Para todos os modelos, em ambas as direções, verificou-se que os valores de drifts mais altos acontecem para as zonas intermédias do edifício, nomeadamente entre o piso 3 e o piso 7. Esta é uma particularidade muito típica dos sistemas porticados;
- ii) Todos os modelos apresentam, de um modo geral, valores de drifts superiores na direção Y, com exceção do modelo 2 onde se verifica o contrário (maiores valores de drifts na direção X). Pensa-se que esta exceção se possa explicar pelo facto do modelo 2 representar uma estrutura altamente irregular em altura devido ao dano induzido nas paredes de alvenaria de enchimento. Em relação ao pilar C, as conclusões são idênticas, no entanto, observa-se que no modelo 3 os drifts máximos acontecem para a direção longitudinal. De facto, constata-se em enorme aumento de drifts segundo a direção X, face ao que se observou para o pilar A;
- iv) Verifica-se um crescimento percentual dos drifts na direção longitudinal (segundo x) de 27,3% para o modelo 2 e de 42,5% para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção transversal verifica-se uma variação percentual dos drifts de



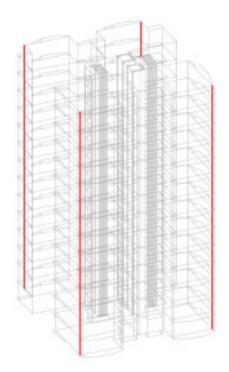


Figura 12 Esquemas elucidativos dos pilares selecionados para a análise dos resultados

- 4,0% para o modelo 2 e de + 38,3% para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- v) Para o pilar C verifica-se um crescimento percentual dos drifts na direção Y de 15,8% para o modelo 2 e de 46,0% para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção X verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos relativos entre pisos de -3,9% para o modelo 2 e de +38,3% para o modelo 3, em relação ao modelo 1.

Da observação do corte basal máximo obtido por cada modelo e apresentado na Figura 14, imediatamente sobressai um pormenor que já se verificou e discutiu no âmbito dos parâmetros anteriormente avaliados (envolventes de drifts máximos). De facto, verifica-se que com exceção do modelo 2 todos os modelos apresentam forças de corte maiores na direção segundo Y. O modelo 2, em contrapartida, apresenta maiores valores de forças de corte segundo a direção X. Tendo em conta que o modelo 2 é o único que representa uma estrutura irregular em altura, consequência da simulação do dano que o edifício sofreu, esta característica (irregularidade em altura) tenha um grande contributo neste comportamento distinto que se tem repetido apenas para o modelo 2.

- i) Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção longitudinal de + 7,7% para o modelo 2 e de - 8,8% para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- ii) Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção transversal de 23,0% para o modelo 2 e de 18,4% para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- iii) O valor máximo de corte basal associado à direção longitudinal

acontece para o modelo 2. Em relação ao valor máximo de corte basal associado à direção transversal, este acontece para o modelo 1.

Analisando as várias envolventes de forças de inércia geradas ao nível da cada piso obtidas em cada piso de cada modelo (Figura 15), denota-se um comportamento muito mais semelhante nas configurações das envolventes associadas aos modelos 1 e 3 do que nas observadas no modelo 2. A forma das envolventes dos modelos 1 e 3 começam, claramente, muito idênticas, e acabando por ser a envolvente segundo a direção X aquela com maiores valores de forças sísmicas. O mesmo já não acontece para as envolventes associadas ao modelo 2 onde a correspondente à direção Y se apresenta sempre como sendo a que apresenta forças sísmicas superiores.

Note-se também a aproximação destas configurações de envolventes de forças sísmicas à configuração típica do 2.º modo de vibração, essencialmente no caso do modelo 2, sugerem uma participação bastante relevante dos 2.º modo de vibração da estrutura na sua resposta à ação sísmica. Obtiveram-se alguns valores pouco expectáveis. Uma variação percentual na direção longitudinal de 5,9% para o modelo 2 e de 10,5% para o modelo 3, em relação ao valor registado para o modelo 1 onde se esperariam maiores valores de forças sísmicas tanto numa direção como noutra. Na direção transversal, contrariamente ao que se constatou para a direção segundo X, as forças sísmicas foram máximas no modelo 1 com variações percentuais de – 25,3% e de – 20,3% para o modelo 2 e 3, respetivamente.

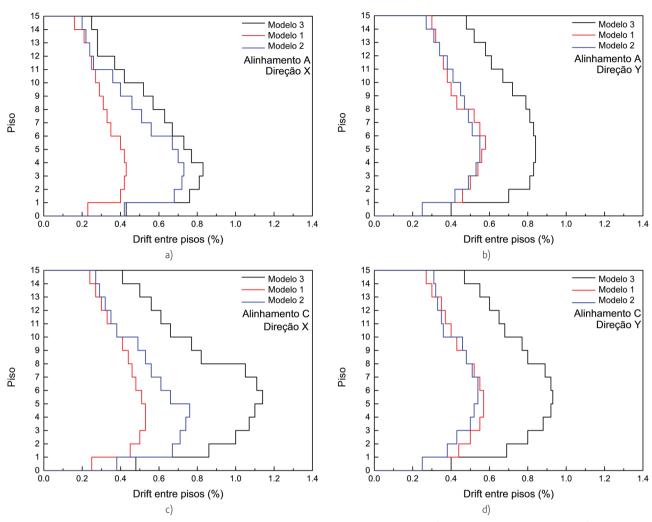


Figura 13 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de drift máximo entre pisos a) Direção X – Alinhamento A; b) Direção Y – Alinhamento C; e d) Direção Y – Alinhamento C

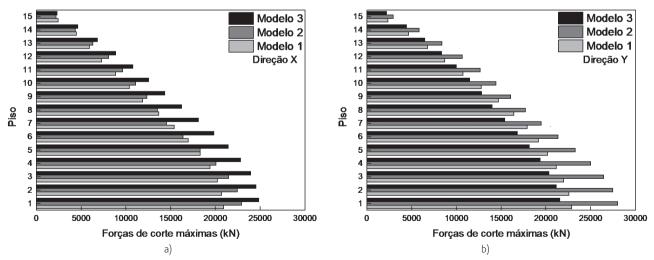


Figura 14 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de forças de corte máximas a) Direção X; e b) Direção Y

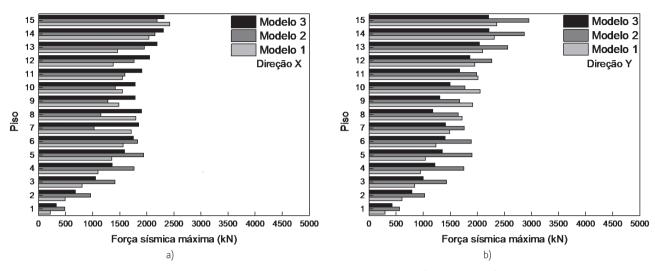


Figura 15 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de forças sísmicas máximas a) Direção X; e b) Direção Y

5 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo estudar numericamente a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado com 15 pisos elevados, situado no Nepal. Apresentou-se o caso de estudo caracterizando com algum detalhe a descrição estrutural e arquitetónica do edifício em questão. Por fim, discutiu-se a identificação dinâmica experimental do edifício, com base nos ensaios *in situ* realizados. Os mesmos resultados permitiram que se conseguissem obter gamas de valores de frequências naturais de vibração associadas aos primeiros quatro modos de vibração do edifício. Esses valores foram uma valiosa informação uma vez terem permitido a calibração e validação dos vários modelos desenvolvidos neste estudo. Foram realizadas análises dinâmicas elásticas lineares, com recurso a acelerogramas reais do sismo de Gorkha, de forma a avaliar a influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica do edifício.

Das análises lineares dinâmicas é possível concluir que:

- A presença das paredes de alvenaria de enchimento (sem dano) conferiu maior rigidez ao edifício, reduzindo o drift máximo entre pisos em cerca de 40-46% em ambas as direções X e Y;
- A existência de dano nas paredes de enchimento reduziu, como era expectável, a rigidez lateral do edifício, levando-o a atingir maiores níveis de drift (+20-25%) comparativamente com a situação de paredes sem dano;
- A presença de paredes de enchimento aumenta significativamente as forças de corte por piso e consequentemente o corte basal total na estrutura. Relativamente ao cenário 3 (edifício sem paredes de enchimento), observa-se que a presença das paredes aumentou as forças de corte por piso em cerca de 20%.

Verificou-se, no entanto, que os valores obtidos entre o modelo com alvenarias e com dano e o modelo com alvenarias sem dano foi inesperado, tendo-se observado maiores valores de forças de corte no modelo com dano. Pelo facto do modelo com alvenarias (sem dano) ser o único com frequências de vibração compatíveis com a frequência associada ao pico espetral mais preocupante, registado no espetro do sismo de Gorkha segundo a direção longitudinal, poderá justificar algumas destas discordâncias.

Realça-se ainda outro resultado pouco previsível associado, novamente ao valor do corte basal máximo para o modelo com dano, desta vez na direção transversal. Este é inferior ao valor de corte basal máximo registado para o modelo sem paredes, traduzindo, de certa forma, uma situação contrária da que se verificou para a direção longitudinal.

Embora não tenha sido possível esclarecer completamente estes aspetos, entende-se que estejam relacionados, por um lado com as características particulares deste edifício, e, por outro, com a maior irregularidade resultante das paredes de alvenaria, situações que se refletem num comportamento dinâmico mais complexo do que o observado em edifícios mais correntes com estrutura em pórtico.

Efetivamente, neste edifício não se identificaram modos puros de translação, como é normal observar-se.

Deste estudo, pode-se concluir que a presença das paredes de alvenaria influenciou significativamente a resposta estrutural do edifício face à ação sísmica. Captaram-se comportamentos que, devido à contribuição dos painéis de enchimento, prejudicam a resposta da estrutura e outros que a favorecem. Deste modo, evidencia-se a importância da consideração das paredes de alvenaria no dimensionamento de projetos de estruturas, conforme já foi realçado por outros estudos.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). 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]. Os autores pretendem agradecer os valiosos contributos dos revisores anónimos que contribuíram para uma melhoria significativa do documento ao longo do processo de revisão.

Referências

- Fardis, M. "Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions ECOEST/PREC 8," LNEC, Lisbon1996, vol. 6.
- [2] Luca, F.; Verderame, G.M.: Gómez-Martínez, F.; Pérez-García, A. "The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake," *Bull Earthq Eng*, vol. 12, 2014// 2014.
- [3] Hermanns, L.; Fraile, A.; Alarcón, E.; Álvarez, R. "Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, Article vol. 12, no. 5, pp. 1977-1997, 2014.
- [4] Alinouri, H.; Danesh, F.; Bharam, S. "Effect of soft-storey mechanism caused by infill elimination on displacement demand in nonlinear static procedure using coefficient method," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 22, pp. 1269-1309, 2013.
- [5] Verderame, G.M.; Luca, F.; Ricci, P.; Manfredi, G. "Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 40, 2011// 2011.
- [6] Masi et al., A. "Seismic response of RC buildings during the Mw 6.0 August 24, 2016 Central Italy earthquake: the Amatrice case study," Bulletin of Earthquake Engineering, journal article vol. 17, no. 10, pp. 5631-5654, October 01 2019.

- 7] Romão et al., R. "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake," Engineering Failure Analysis, vol. 34, pp. 670-692, 2013.
- [8] Varum, H.; Furtado, A.; Rodrigues, H.; Oliveira, J.; Vila-Pouca, N.; Arêde, A. "Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake " Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 15, no. 3, pp. 1-28, 2017.
- [9] Gautam, D.; Rodrigues, H.; . Bhetwal, K.K; Neupane, P.; Sanada, Y. "Common structural and construction deficiencies of Nepalese buildings," *Innovative Infrastructure Solutions*, journal article vol. 1, no. 1, p. 1, March 29 2016.
- [10] Varum, H.; Furtado, A.; Rodrigues, H.; Dias-Oliveira, J.; Vila-Pouca, N.; Arêde, A. "Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, Article vol. 15, no. 3, pp. 1185-1212, 2017.
- [11] Furtado, A.; Vila-Pouca, N.; Varum, H.; Arêde, A. "Study of the Seismic Response on the Infill Masonry Walls of a 15-Storey Reinforced Concrete Structure in Nepal," *Buildings*, vol. 9, no. 2, 2019.
- [12] SAP2000 "Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual," in *Computers and Structures*, ed. CA, USA, 2009.
- [13] Al-Chaar, G.; Issa, M.; Sweeney, S.– "Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames," *Journal of Structural Engineering*, Article vol. 128, no. 8, pp. 1055-1063, 2002.
- [14] Paulay T.; Priestley, M.J.N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: Wiley, 1992.
- [15] Chaulagain, H.; Rodrigues, H.; Spacone, E.; Varum, H. "Seismic safety assessment of existing masonry infill structures in Nepal," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Article vol. 15, no. 2, pp. 251-268, 2016.
- [16] Greek Code for Interventions 2013.
- [17] Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2005.

Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal André Furtado, Nelson Vila-Pouca, Hugo Rodrigues, Humberto Varum



Irregularidades estruturais no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado: Discussão de exigências regulamentares e casos de estudo

Structural irregularities in the seismic design of reinforced concrete buildings:

Discussion of regulatory requirements and case studies

André Gonçalves Lima José Melo Humberto Varum

Resumo

A atividade sísmica recente evidencia a necessidade de melhorar a abordagem quanto à verificação de segurança sísmica nos projetos de novas estruturas e na avaliação das existentes, particularmente no caso de estruturas irregulares.

Este trabalho centra-se na temática das irregularidades estruturais, justificado pelo elevado número de estruturas de edifícios classificado como irregular como consequência de múltiplos fatores intervenientes na conceção estrutural.

Os objetivos principais são: i) analisar os aspetos relacionados com as irregularidades estruturais presentes em normas atuais; e ii) realizar um levantamento dos desafios e de algumas das dificuldades sentidas pelos projetistas na aplicação do Eurocódigo 8. Foi, também, analisado um conjunto de edifícios, para os quais foi feita a aplicação dos critérios de regularidade estrutural presentes na atual versão do Eurocódigo 8, bem como da futura versão do Eurocódigo 8 (que está em fase de finalização). De forma simplificada é ainda avaliada a influência das paredes de alvenaria de enchimento na classificação das irregularidades.

Palavras-chave: Irregularidades estruturais / Normas sísmicas / Eurocódigo 8 / / Sistema estrutural / Coeficiente de comportamento

Abstract

Recent seismic activity confirms that it is essential improve the seismic design and safety assessment approaches, both in the design of structures and in the assessment of the existent ones, particularly for irregular structures.

In the present work, building's structural irregularities are studied, since multiple variables are involved in the structural design, many buildings have irregular structural systems.

The main goals of this study were: i) analyse the aspects related to the structural irregularities present in some codes; and ii) gathered the main challenges and difficulties experienced by the engineers in the application of the Eurocode 8.

A set of buildings was analysed, for which were tested the criteria for the structural regularity checks present in the current version of the Eurocode 8, as well as in the new version of this regulation currently in development. In a simplified manner it is also evaluated the influence of the masonry infill walls in the categorization of the irregular structures.

Keywords: Structural irregularities / Seismic codes / Eurocode 8 / Structural system / Behavior factor

rp**ee** | Série III | n.º 16 | julho de 2021

André Gonçalves Lima

Mestre em Engenharia Civil, especialidade de Estruturas Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal up201505158@fe.up.pt

Iosé Melo

Doutorado em Engenharia Civil CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal josemelo@fe.up.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático de Engenharia Civil CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal hvarum@fe.up.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.

LIMA, A. [et al.] – Irregularidades estruturais no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado: Discussão de exigências regulamentares e casos de estudo **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 75-86.

1 Introdução

A irregularidade estrutural é, muitas vezes, influenciada por critérios arquitetónicos, económicos ou funcionais, impostos por cada uma das partes envolvidas na construção do edifício, sendo estas o dono da obra, o projetista de estruturas, o arquiteto e o construtor. O papel do engenheiro de estruturas é determinar uma solução que conjugue o bom funcionamento estrutural durante o tempo de vida esperado com as exigências feitas pelas outras partes envolvidas (custo, tempo de execução, dificuldade de execução, ...) na construção da estrutura. A tomada de decisão sobre os vários aspetos do sistema estrutural torna-se um desafio maior quando a obra se localiza numa zona sísmica, onde o engenheiro tem de conjugar todos os fatores com as exigências especificas do comportamento desejado perante a complexa ação sísmica. Assim, torna-se fundamental compreender a resposta sísmica dos diferentes tipos e configurações de sistemas estruturais [1].

Analisando o atual estado de desenvolvimento dos métodos de dimensionamento sísmico, verifica-se ser de consenso geral que estes oferecem um grau de confiança suficiente quando aplicados a estruturas regulares ou em casos em que as distribuições da massa, da rigidez e da resistência obedecem a determinados critérios de regularidade. No entanto, para estruturas irregulares muitas questões ainda se levantam [2].

Avaliando os efeitos de sismos recentes, evidencia-se a importância da conceção estrutural no desempenho sísmico dos edifícios. Em particular, os sismos de L'Áquila, em Itália (2009), Lorca, em Espanha (2011) e Puebla, no México (2017) são exemplos onde as irregularidades estruturais tiveram um grande impacto no comportamento e desempenho sísmico das estruturas [3] [4] [5].

As estruturas com irregularidades exibem um comportamento estrutural inadequado e que podem conduzir a um aumento de deformações, esforços e danos concentrados não considerados na modelação e não contemplados nas normas. Consequentemente, alguns elementos estruturais, como os pilares, podem ser dimensionados para um nível de exigência inferior ao real. Por outro lado, as irregularidades podem diminuir a capacidade de a estrutura se deformar de forma controlada e com isso não explorar a ductilidade prevista no dimensionamento.

Para além disso, em Portugal assiste-se hoje a uma fase transitória sendo gradualmente abandonada a antiga regulamentação, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [6] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [7], e adotados os Eurocódigos. A entrada em vigor da nova regulamentação constitui um desafio para a Engenharia em Portugal, pois é expectável o aumento da complexidade dos projetos, contribuindo decisivamente para esse facto a abordagem da ação sísmica prescrita pelo Eurocódigo 8 (EC8) [8]. De acordo com o EC8, quando a estrutura é considerada irregular, existe uma diminuição do coeficiente de comportamento (q) a adotar no espetro de resposta de dimensionamento e consequentemente a estrutura vai ser dimensionada para uma ação sísmica maior e com isso haverá necessidade de secções transversais maiores ou maior quantidade de armadura.

2 Irregularidades estruturais

Para fins de dimensionamento sísmico, as estruturas são classificadas como regulares ou irregulares de acordo com a configuração estrutural em planta e em altura. O reconhecimento destas irregularidades e a sua consideração na modelação estrutural é preponderante para a garantia de um comportamento estrutural adequado.

As irregularidades estruturais podem ser provenientes das mais diversas fontes (Figura 1.a), sendo elas divididas na literatura em irregularidades em planta (Figura 1.b), irregularidades em altura (Figura 1.c) e edifícios torsionalmente flexíveis (Figura 1.d).

De forma resumida, podem-se destacar as irregularidades em planta nos seguintes tipos:

 Irregularidades de torção: quando o centro de rigidez de um piso apresenta uma excentricidade em relação ao centro de massa desse mesmo piso (Figura 1.b);

- Irregularidades por descontinuidade: provocadas por descontinuidades ao nível dos pisos, devido à existência de aberturas, ou por uma abrupta mudança de rigidez;
- Irregularidades de forma: devidas à existência de reentrâncias em planta, originando concentrações de esforços de corte nesses cantos [9].

As irregularidades em altura podem afetar diferentes características do sistema estrutural, como a rigidez, massa e capacidade resistente. Estas podem advir de diversas fontes, destacando-se:

- Irregularidades de rigidez: verificadas quando existem variações de rigidez de uns pisos para os outros, resultando num piso fraco, podendo originar mecanismos como soft-storey [12];
- Irregularidades de massa: verificadas quando a massa de um piso é muito superior ou inferior à dos restantes. Um exemplo prático desta situação é a necessidade de existência de pisos técnicos com maquinaria pesada;

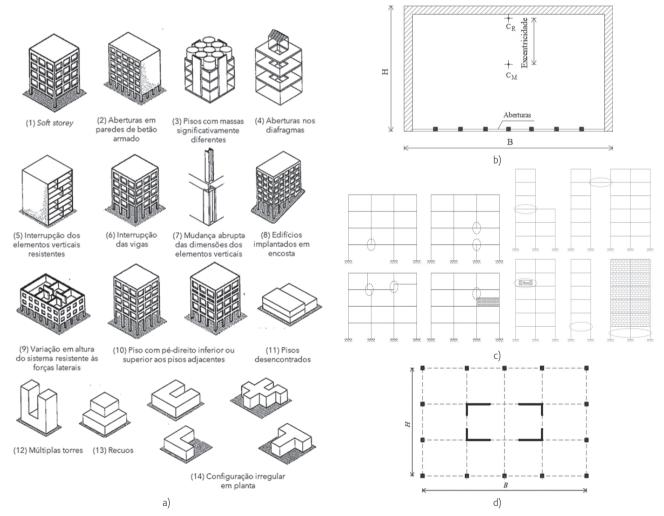


Figura 1 Irregularidades estruturais: Geral a); Em planta b); Em altura c); Edifício torsionalmente flexível (15 pisos) d), adaptado de [10] e [11]

Tabela 1 Atributos e benefícios das opções associadas às configurações estruturais (adaptado de [10])

Atributos	Benefícios
Baixo rácio das dimensões em planta (largura / profundidade)	Redução dos efeitos de torção
Alturas de piso semelhantes	Redução dos problemas de weak / soft-storeys
Vãos curtos	Limitação dos esforços e deformações nos elementos estruturais
Planta aproximadamente simétrica	Redução dos problemas de torção
Rigidez uniforme em planta / altura	Redução de concentração de tensões
Resistência uniforme em planta / altura	Redução de concentração de tensões
Ductilidade uniforme em planta / altura	Aumento da capacidade de dissipação de energia
Sistemas de resistência lateral próximos do contorno do edifício	Aumento da resistência à torção
Redundância estrutural	Aumento da capacidade de redistribuição plástica

- Irregularidades devido à existência de diferentes alturas das partes constituintes do edifício e diferentes alturas entre edifícios: ocorridas quando os edifícios contíguos apresentam alturas diferentes, originando restrições nos movimentos dos pisos inferiores [13];
- Irregularidades na capacidade resistente de um piso: devidas à diferente resistência dos elementos que suportam a ação sísmica numa dada direção num determinado piso, em relação ao piso seguinte;
- Irregularidades devidas a descontinuidades nos caminhos de carga: verificadas com a ausência de continuidade dos elementos resistentes de um piso para o seguinte [14].

Por último, nos edifícios é necessário rigidez e resistência adequadas à torção para reduzir os movimentos de torção que tendem a forçar os elementos estruturais de maneira não uniforme, podendo levar ao colapso da estrutura. Um exemplo de um sistema deste tipo é um sistema estrutural constituído por pórticos flexíveis associados a paredes concentradas no centro do edifício em planta (Figura 1.d). A concentração de paredes muito rígidas junto ao centro de massa faz com que a rigidez de torção perca peso em relação à rigidez de flexão. Nessas circunstâncias os modos de vibração associados à torção ganham um peso significativo devido à consideração de uma excentricidade acidental das massas na análise dinâmica [15].

A importância da configuração estrutural na resposta à ação sísmica foi reconhecida e implementada por códigos de práticas e documentos de orientação de projeto em todo o mundo. Para alcançar um desempenho adequado, esses padrões e diretrizes fornecem uma série de princípios básicos. A tabela 1 apresenta de forma resumida os benefícios de alguns aspetos positivos de conceção estrutural.

3 Regulamentação sobre irregularidades estruturais em edifícios

No presente trabalho analisou-se a matéria que diz respeito às irregularidades estruturais em normas de diversos países ou regiões, nomeadamente: Europa [8], Portugal [6], Itália [16], Turquia

[17], México [18], India [19], Estados Unidos [20], Chile [21], Nova Zelândia [22], Canada [23] e Japão [24].

Uma vez que as normas estão em constante processo de evolução, sofrendo melhorias e alterações após a ocorrência de novos sismos e consequentes casos de estudo, procurou-se identificar as principais diferenças e semelhanças entre os vários *códigos*, em vigor atualmente.

Da análise comparativa aos critérios de regularidade em planta apresentada na tabela 2, deve-se realçar que se verifica uma grande discrepância nos critérios e abordagens. Certas normas apresentam critérios rigorosos e quantificáveis, enquanto outras apenas referem algumas indicações sem qualquer tipo de quantificação ou parametrização.

Além disso, várias normas referem explicitamente recomendações quanto à distribuição de massa, distribuição de rigidez, de simetria do sistema estrutural e de rigidez dos diafragmas rígidos, mas não incluem alguma forma de quantificar esses critérios.

A norma de Itália é muito similar à norma da Europa (EN 1998), excluindo apenas o critério da verificação da excentricidade estrutural com o raio de torção e raio de giração. No entanto, ambas as normas utilizam o mesmo procedimento para verificar se as estruturas são torsionalmente flexível.

Em alguns regulamentos, a quantificação do coeficiente de torção pressupõe o conhecimento de alguns parâmetros de resposta estrutural, nomeadamente o *drift* em alguns pontos, o que obriga à modelação prévia da estrutura. Nas normas estudadas surgem 3 estratégias diferentes para controlar o efeito de torção no edifício:

- Comparação da excentricidade estrutural com o raio de torção, e do raio de torção com o raio de giração – Europa;
- Quantificação do coeficiente de torção (quociente entre o drift máximo do piso, medido num ponto de extremidade, e o drift médio do mesmo piso) – Turquia, Índia, Estados Unidos, Nova Zelândia e Canadá (o valor limite do coeficiente varia entre 1,2 e 1,7);
- Verificação da relação entre a excentricidade estrutural e a dimensão em planta – México;

Tabela 2 Síntese dos critérios de regularidade em planta

Critério		Portugal	Itália	Turquia	México	Índia	Estados Unidos	Chile	Nova Zelandia	Canada
Norma	EN 1998-1	RSA	NTC_2018	TBDY-2018	MOC-2015	15 1893-1	ASCE/SEI7-16	NCh433	NZS1170.5	NBCC 2015
Distribuição da massa	R	R	R	-	R	R	-	-	-	-
Rigidez lateral		R	R	-	R	R	-	-	-	-
Simetria dos elementos resistentes		R	R	-	R	R	-	-	-	-
Diafragmas rígidos		R	Q	-	Q	Q	-	Q	-	-
Relação entre as dimensões em planta	Q	_	Q	_	Q	_	-	_	-	-
Existência de aberturas nos pisos	-	-	-	Q	Q	Q	Q	-	-	-
Verificações com excentricidade estrutural, raio de torção e raio de giração do piso	Q	-	-	-	-	-	-	-	-	_
Relação entre excentricidade estrutural e dimensão em planta		-	-	-	Q	-	-	-	-	_
Coeficiente de torção		-	-	Q	-	Q	Q	-	Q	Q
Critérios de geometria		-	Q	Q	Q	Q	Q	-	Q	-
Paralelismo dos elementos estruturais aos eixos ortogonais		-	-	R	-	R	R	-	-	R
Descontinuidade fora do plano	-	-	-	-	-	R	R	-	-	R
Irregularidade lateral induzida pela gravidade	_	_	-	-	-	-	-	-	-	Q

R Referência ao aspeto estrutural específico, mas sem critério para quantificação;

 A norma de Itália e do Chile não apresentam nenhum procedimento quantitativo para controlar a torção.

Na tabela 3 apresenta-se uma síntese dos critérios de regularidade em altura abordados pelas normas analisadas. Salienta-se que a importância dada à variação de massa e da rigidez em altura é notória, pois praticamente todas as normas contemplam este tipo de critérios.

Nas normas analisadas, surgem diferentes procedimentos para verificação do critério da variação da rigidez em altura, sendo que algumas normas fazem esta verificação com base na rigidez dos elementos verticais em cada piso, e outras através da relação do *drift* entre pisos sucessivos. O EC8 e o RSA são os únicos que, embora refiram o critério, não o quantificam.

Deve-se referir também que algumas normas dispensam a verificação de alguns critérios de regularidade em altura nos últimos pisos, nomeadamente os critérios relativos à variação da massa e da rigidez.

A norma da Europa e de Itália são as únicas que obrigam a que a resistência real seja proporcional à resistência requerida, e que estas não difiram muito, sendo este um critério difícil de verificar. A norma do México apresenta 2 critérios específicos, que não surgem nas restantes normas analisadas.

Além disso, a norma da Turquia é a única que fornece uma fórmula para verificação do *weak-storey* tendo em conta as paredes de enchimento.

Por fim, a norma do Chile não apresenta qualquer tipo de critério de regularidade em altura.

Tendo em conta as consequências da classificação da estrutura como irregular no dimensionamento sísmico, observa-se na tabela 4 que o coeficiente de comportamento é de todas as variáveis analisadas, aquele que apresenta maior discrepância em termos de afetação do seu valor.

O coeficiente de comportamento tende a ser mais afetado pela irregularidade em altura do que pela irregularidade em planta. Isto

Q Apresenta critério de quantificação;

Sem referência.

Tabela 3 Síntese dos critérios de regularidade em planta em altura

Critério		Portugal	Itália	Turquia	México	Índia	Estados Unidos	Chile	Nova Zelândia	Canadá
Norma	EN 1998-1	RSA	NIC_2018	TBDY-2018	MOC-2015	IS 1893-1	ASCE/SEI7-16	NCh433	NZS1170.5	NBCC 2015
Continuidade dos elementos estruturais		-	R	R	-	R	R	-	-	R
Variação da rigidez lateral	R	R	Q	Q	Q	Q	Q	-	Q	Q
Existência de pisos fracos (soft-storey)	-	-	-	Q	-	Q	Q	-	-	Q
Variação da massa	R	R	Q	-	Q	Q	Q	-	Q	Q
Relação entre resistência real e a requerida	Q	-	Q	-	-	-	-	-	-	-
Critério de geometria		-	Q	-	Q	Q	Q	-	Q	Q
Variação da resistência (Weak-Storey)		_	-	Q	Q	Q	Q	-	Q	Q
Variação da área piso		-	-	-	Q	-	-	-	-	-
Relação entre altura e menor dimensão em planta	_	_	_	_	Q	_	_	_	_	_

 $R \quad \text{Referência ao aspeto estrutural específico, mas sem critério para quantificação;} \\$

 Tabela 4
 Redução prevista para o coeficiente de comportamento devido às irregularidades

País/Região	Norma	Coeficiente de comportamento
Europa	EC8 (EN 1998-1)	20 % de redução aquando da presença de irregularidades em altura Redução aquando presença de irregularidades em planta, dependendo do sistema estrutural e da classe de ductilidade, como explicado em 5.2.2.2 (6) desta norma
Portugal	RSA (Decreto-Lei n.º 235/83)	Não refere a percentagem de redução
Itália	NTC-2018 (GU n.42 20/02/2018 Suppl. Ord.)	20% de redução aquando da presença de irregularidades em altura Redução aquando presença de irregularidades em planta, dependendo do sistema estrutural e da classe de ductilidade, tal como no EC8
Turquia	TBDY-2018	Até 25% de redução aquando da presença de irregularidades em altura
México	MOC-2015	Até 30% de redução para estruturas fortemente irregulares
Índia	IS 1893-1	Não depende das irregularidades estruturais
Estados Unidos	ASCE/SEI 7-16	Não faz referência
Chile	NCh433	Não depende das irregularidades estruturais
Nova Zelândia	NZS1170.5	Não depende das irregularidades estruturais
Canadá	NBCC 2015	Não faz referência

Q Apresenta critério de quantificação;

Sem referência.

 Tabela 5
 Consequência da regularidade estrutural na análise de estruturas de acordo com as normas sísmicas analisadas. Exigência mínima

Regular em planta	✓	✓	x	х
Regular em altura	✓	x	✓	x
Europa	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal
Portugal	Forças equivalentes	Análise dinâmica plana	Forças equivalentes	Análise dinâmica tridimensional
Itália	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal	Forças equivalentes	Análise dinâmica modal
Turquia	Forças equivalentes		Análise dinâmica modal Análise no domínio do tempo	
México	Método simplificado		Método das forças equivalentes Análise dinâmica modal	
Índia	Forças equivalentes		Análise dinâmica modal Histórico de acelerações no tempo	
Nova Zelândia	Forças equivalentes		Análise dinâmica modal Histórico de acelerações no tempo	
Canadá	Forças equivalentes		Análise dinâmica modal	

deve-se ao facto de a irregularidade em planta ser mais facilmente tida em conta através do modelo de cálculo.

O EC8 e a norma NTC são as normas mais exigentes, pois basta não ser cumprido um dos critérios de regularidade para que o coeficiente de comportamento seja afetado. Em outras normas, a correção do coeficiente de comportamento depende do tipo de critério que é violado.

Grande parte das normas analisadas adota a redução do coeficiente de comportamento em edifícios irregulares, variando entre 20% e 30%. A maior penalização surge na norma do México, que pode chegar a 30% em caso de estruturas fortemente irregulares.

A norma de Portugal REBAP, de 1983, entre as normas analisadas é a única que refere a redução do coeficiente de comportamento para estruturas irregulares sem indicar explicitamente o valor da redução.

A norma neozelandesa possui alguns critérios quantificados para a regularidade em planta e em altura, mas que, no entanto, estes não conduzem a qualquer redução do coeficiente de comportamento. Neste caso, as irregularidades estruturais apenas têm implicações na metodologia de analise sísmica.

A norma chilena não possui restrições relativamente a edifícios com irregularidades estruturais, o que tem conduzido ao dimensionamento de edifícios que demonstram um comportamento sísmico deficiente, com casos de colapso total, devido à ocorrência de sismos.

Em relação aos tipos de análise sísmica para análise de estruturas de edifícios, algumas das normas estudadas revelaram-se ambíguas, pois não indicam explicitamente métodos de análise, nem avançam com restrições. No entanto, do estudo detalhado de cada norma foi possível deduzir a síntese das metodologias implicitamente abordadas em cada uma, em função da regularidade em planta e em altura das estruturas (tabela 5).

Quando a estrutura é regular em planta e altura, todas as normas

permitem que se realize uma análise sísmica pelo método das forças equivalentes. As diferenças surgem quando a estrutura é classificada como irregular, quer em planta ou em altura, ou ambas, em que predominantemente é sugerida uma análise dinâmica modal.

Em exceção, na norma dos Estados Unidos, a metodologia de análise varia dependendo da categoria de risco sísmico de cada projeto do edifício, ou seja, depende da zona onde se situa cada edifício.

Como seria expectável, nem todas apresentam o mesmo grau de desenvolvimento e abordagem do tema, no entanto, a primeira conclusão que se pode retirar da análise feita é que todas as normas sísmicas abordam a temática das irregularidades estruturais. No entanto, a norma do Chile é a única que não apresenta critérios bem estabelecidos para as irregularidades. Adicionalmente, algumas normas tornam-se confusas, sendo difícil perceber o que é afetado pela existência de irregularidades.

Além disso, apesar de existir um conjunto de critérios que se repetem em diferentes normas, os limites permitidos nem sempre são os mesmos nas diferentes normas, uma vez que estes estão relacionados com a atividade sísmica a que o país poderá estar sujeito.

4 Dificuldades dos projetistas na aplicação das normas de dimensionamento sísmico em Portugal

Realizou-se um questionário a 22 projetistas de estruturas de um gabinete de projeto com escritórios no Porto e em Lisboa, com o objetivo de perceber de que forma as irregularidades estruturais são abordadas nos projetos correntes e quais as maiores dificuldades na sua aplicação. Grande parte destes projetistas já conta com experiência em projetos internacionais.

Deve-se realçar que todos os projetistas concordam que as irregularidades estruturais são importantes e que condicionam o comportamento do edifício. No entanto, por vezes não é possível intervir neste sentido, uma vez que a arquitetura é quase sempre condicionante e não existem alternativas arquitetónicas viáveis.

No EC8, a noção de 'edifícios correntes' do RSA é substituída pela classificação de 'edifícios regulares', mas de forma separada em planta e em altura, o que influencia o procedimento. Foi feito um esforço no sentido de tornar mais objetiva e quantitativa a classificação, o que também é um aspeto positivo. Finalmente, é fornecida uma orientação quantitativa relativamente ao coeficiente de comportamento dos edifícios não regulares em altura, inexistente no RSA.

Além disso, o carácter numérico de algumas regras do EC8 é notável, no entanto ainda há aspetos onde existe falta de modelos numéricos simplificados.

Outro ponto importante é que o valor do coeficiente de comportamento não é consensual por todos os projetistas.

Irregularidades estruturais segundo a versão *draft* EN 1998-1-2:2020 do Eurocodigo 8

Começa-se por esclarecer que quando se refere versão draft, remeterá para versão de 30 de abril de 2020 do documento "Eurocode 8: – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Rules for new buildings" [25].

Nesta nova versão, os tipos de estrutura apresentados são iguais à versão atual e a forma de classificação sugerida continua a ser através de rácios de resistência.

Para além da classificação do sistema estrutural, é imposto por ambas as versões a verificação da rigidez de torção mínima do edifício. Para essa verificação analítica, a versão atual impõe que, para cada direção e para cada piso i, o raio de torção r_i seja maior do que o raio de giração $l_{s,i}$ da massa do piso em planta. A versão draft acrescenta que um edifício deve ser considerado torsionalmente flexível, se a maior massa modal efetiva na direção horizontal correspondente não for a do primeiro ou segundo modo, algo que já era assumido na prática corrente de projeto.

A maior diferença está na classificação do sistema estrutural, caso o critério de edifício torsionalmente flexível seja cumprido. Na versão atual, este deixava cair a classificação obtida pelo rácio de resistências dos elementos verticais e ficava com a designação de sistema torsionalmente flexível, onde lhe era atribuído um valor do coeficiente de comportamento em função da classe de ductilidade pretendida. Na nova versão, o sistema mantém a sua classificação estrutural e o facto de ser torsionalmente flexível irá reduzir o seu coeficiente de comportamento em 20%. Tudo isto encontra-se resumido na tabela 6

Na versão draft, o coeficiente de comportamento é composto pelo produto de 3 coeficientes $(q=q_{_R}\times q_{_S}\times q_{_D})$, onde $q_{_S}$ é sempre 1,5 para edifícios de betão armado. Os valores de $q_{_R}$ e $q_{_D}$ encontram-se tabelados na norma, em função do tipo de estrutura e da classe de

ductilidade.

As classes de ductilidade também sofrem alteração: onde na versão atual as classes de ductilidade estão divididas em baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH), na *draft* encontram-se divididas em DC1, DC2 e DC3, em que DC1 corresponde aproximadamente à atual DCL, DC3 à DCM e aparece uma classe intermédia (DC2) Assim, cai a classe de ductilidade mais alta prevista na versão anterior do EC8 (DCH), devido à sua rara aplicação em projeto e às dificuldades de materialização na construção.

Resumidamente, em relação aos critérios de regularidade em planta esta nova versão mantém os mesmos critérios, apenas alterando pequenos pormenores, nomeadamente no critério de esbelteza e no critério da configuração compacta, onde a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não podia exceder 5% da área do piso, passando este limite a 15%.

A classificação da estrutura como irregular em planta pelo atual EC8 poderia levar a uma ligeira redução do coeficiente de comportamento, dependendo do sistema estrutural. Com a versão draft, o coeficiente de comportamento deixa de ser influenciado pela irregularidade em planta.

Em relação à regularidade de paredes de enchimento em planta, a versão atual apenas recomenda que deve evitar-se disposições em planta muito irregulares, assimétricas ou não uniformes. A nova versão tornou este critério mais quantitativo, criando assim uma forma de verificação, que consiste em avaliar o comprimento de paredes e a sua posição à direita e à esquerda do centro de rigidez em cada direção, como expresso na equação (1)

$$R_{sym,x} = \left(ABS\left[\left(\sum l_{infill,left,x,i} d_i^2 - \sum l_{infill,right,x,i} d_i^2\right)\right]\right) / \left(\sum l_{infill,left,x,i} d_i^2 + \sum l_{infill,right,x,i} d_i^2\right)$$
(1)

Onde:

 $l_{infill, left, x, l}$ é o comprimento de uma parede de enchimento paralela ao eixo x situado à esquerda do eixo x;

 $l_{infill, right, x,l}$ é o comprimento de uma parede de enchimento paralela ao eixo x situado à direita do eixo x;

 é o eixo na direção x que passa pelo centro de rigidez da estrutura;

 d_i é a distância desde a parede até ao eixo x.

As estruturas com paredes de enchimento podem ser consideradas regulares em planta se em todos os piso os rácios de $R_{\rm sym,x}$ and $R_{\rm sym,y}$ forem menores de 0,2.

Além disso, a nova versão alerta que painéis de alvenaria com aberturas têm resistência e rigidez muito limitadas. Superestimar a rigidez de um painel com aberturas induz estimativas erradas de períodos, efeitos de torção, etc. Assim, é apresentada nesta versão, um procedimento para o cálculo de um fator de redução para o caso de existência de aberturas nas paredes de alvenaria.

Agora em relação aos critérios de regularidade em altura, o critério da variação da rigidez lateral e da massa em altura é quantificado nesta nova versão, onde a redução não pode ser em mais de 20% em relação ao piso inferior. O último piso está dispensado desta verificação. Também a relação entre a resistência real do piso e a

Tabela 6 Edifício torsionalmente flexível segundo as 2 versões

	EN 1998-1:2010	draft EN 1998-1-2:2020
Critérios para que o edifício não seja torsionalmente flexível	$r_i \ge l_{s,i}$	$\frac{r_i}{I_{s,i}} \ge 1$ O primeiro e segundo modo devem ser de translação
Classificação do sistema estrutural quando é torsionalmente flexível	Sistema torsionalmente flexível	Sistema classificado de acordo com os rácios de resistência dos elementos verticais
Coeficiente de comportamento (q)	DCM: q = 2 DCH: q = 3	Multiplicado por 0,8, mas não menor que $q_{_{\rm S}}$

resistência requerida pelo cálculo passa a estar limitada a uma variação de 30%.

Além disso, os critérios sobre recuos e avanços deixam de existir nesta versão. No entanto, na versão draft, existe uma cláusula onde é dito que a rigidez e massa individual de cada piso deve ser constante ou reduzir gradualmente em menos de 20% relativamente ao piso inferior, sem variações abruptas, desde a base até pelo menos o penúltimo piso. Este limite de 20% veio substituir e simplificar as regras anteriores.

Em ambas as versões, o coeficiente de comportamento é multiplicado por 0,8 na presença de irregularidades em altura.

6 Análise de casos de estudo

Neste trabalho, procurou-se criar uma base de dados de edifícios de betão armado, de diferentes zonas do país, que se espera que seja alimentada em trabalhos futuros, uma vez que o tempo para a realização deste estudo era limitado.

Assim, analisou-se um conjunto de 8 edifícios em betão armado (Figura 2), onde se fez a caracterização estrutural e verificação dos critérios de regularidade estrutural segundo a aplicação das duas versões diferentes do EC8, comparando-as.

Em relação à classificação do sistema estrutural, todos os edifícios analisados são classificados pela sua tipologia estrutural como Sistema de Paredes em ambas as direções de análise. Efetivamente, esta classificação atualmente tende a ser recorrente em edifícios altos, onde surgem caixas de elevadores. Por questões arquitetónicas e funcionais, em muitas situações estas localizam-se numa zona central do edifício, surgindo a necessidade de incorporar outras paredes próximas das fachadas do edifício para contraventamento e melhoria do comportamento torsional.

Além disso, 7 dos 8 edifícios analisados são classificados como torsionalmente flexíveis através do procedimento simplificado com

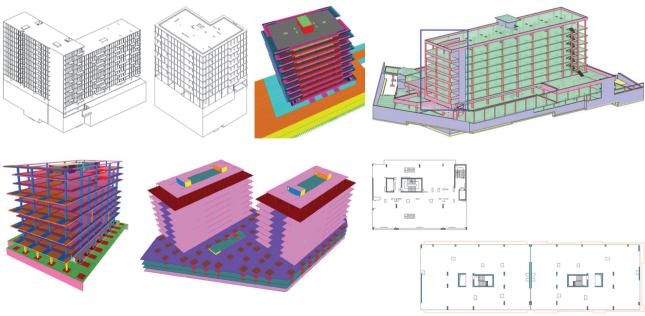


Figura 2 Casos de estudo

base nas inércias dos elementos verticais. É de referir que em alguns edifícios a condição só não é verificada em 1 ou 2 pisos para uma das direções apenas. Mas, nas análises desenvolvidas, considerou-se o prescrito no EC8, onde se refere que a verificação do critério deve ser feita para todos os pisos e para ambas as direções. Reconhece-se que nos casos em que esta condição não seja cumprida nos últimos pisos, poder-se-ia manter a classificação como não torsionalmente flexível. Obviamente que o não cumprimento deste critério nos primeiros pisos, e particularmente no rés-do-chão, poderá condicionar o desempenho do edifício restringindo a capacidade de redistribuição dos esforços na estrutura.

A estrutura de todos os edifícios analisados conduziu a uma classificação como edifícios irregulares em planta, para ambas as versões. O critério de excentricidade estrutural e raio de torção é o mais exigente para os edifícios analisados. Este critério é composto por 2 condições, sendo uma delas a mesma que se aplica para a verificação mínima de torção, logo, todos os edifícios que sejam torsionalmente flexíveis vão ser classificados como irregulares em planta.

A tabela 7 apresenta os resultados da verificação dos critérios de regularidade em planta dos 8 edifícios analisados, quer pela versão atual, quer pela versão *draft* do EC8.

Embora se tenha estudado a influência das paredes de alvenaria de enchimento em apenas 3 edifícios, refira-se que estes são bastante diferentes, o que permitiu identificar e avaliar as dificuldades na aplicação do procedimento de verificação. Foram analisados casos em que as paredes de enchimento podem reduzir os efeitos de torção no edifício, apesar de que nos casos de estudo analisados essa redução é pouco significativa, uma vez que se trata de edifícios com poucas paredes. Nas análises desenvolvidas neste estudo fezse uma quantificação simplificada da influência da presença das

paredes de enchimento na regularidade em planta, comparando a excentricidade do sistema estrutural com e sem paredes.

O novo procedimento incluído na versão *draft* propõe uma fórmula que tem em conta as paredes de enchimento à esquerda e à direita do centro de rigidez da estrutura do edifício. A filosofia por trás desse novo procedimento avalia a posição do centro de rigidez das paredes relativamente ao centro de rigidez da estrutura. Idealmente, deverse-ia avaliar a alteração da posição do centro de rigidez devido às paredes. Desta forma, estar-se-ia a considerar também a influência do número de paredes e da sua rigidez relativa, comparativamente com a rigidez da estrutura.

Por outro lado, as implicações que resultam da quantificação da posição relativa dos centros de rigidez da estrutura e das paredes em termos das exigências ao nível do modelo a considerar na análise, ou seja, a exigência de considerá-las, ou não, no modelo, também deveria refletir o peso relativo da rigidez das paredes.

A tabela 8 apresenta os resultados, em percentagem, da verificação dos critérios de regularidade em altura dos 8 edifícios analisados.

Conclui-se também que apenas 25% dos edifícios analisados possuem sistemas resistentes às ações laterais contínuos desde a base até ao topo do edifício. Tratando-se de edifícios moderadamente altos, em muitas situações é difícil garantir esta continuidade por questões arquitetónicas.

O critério que avalia a variação da rigidez em altura não foi cumprido em muitos dos edifícios, principalmente devido à maior rigidez do piso 0 em relação ao piso 1, promovido pela diferença do pé-direito do piso térreo relativamente ao primeiro piso. O critério que avalia a variação da massa em altura é, de entre os critérios de regularidade em altura, aquele que mais facilmente se cumpre nos edifícios analisados.

Tabela 7 Resultados da verificação dos critérios de regularidade em planta

Cutatuta	Divers	EC8 2004 ((EN 1998-1)	draft EN 1998-1-2:2020		
Critérios	Direção	X (%)	√ (%)	X (%)	√ (%)	
Rigidez lateral aproximadamente	xx	75	25	75	25	
simétrica	уу	50	50	50	50	
Massa aproximadamente	xx	25	75	25	75	
simétrica	уу	37,5	62,5	37,5	62,5	
Configuração em planta compacta	-	50	50	25	75	
Contract to the formula which	XX	12,5	87,5	12,5	87,5	
Condição de diafragma rígido	уу	37,5	62,5	37,5	62,5	
Esbelteza	-	12,5	87,5	0	100	
Critério de excentricidade	xx	62,5	37,5	62,5	37,5	
estrutural e raio de torção	уу	62,5	37,5	62,5	37,5	
Paredes de enchimento	xx	66,6	33,3	66,6	33,3	
de alvenaria	уу	66,6	33,3	33,3	66,6	

 Tabela 8
 Resultados da verificação dos critérios de regularidade em altura

Children	Div. 7	EC8 2004	(EN 1998-1)	draft EN 1998-1-2:2020		
Critérios	Direção	X (%)	√ (%)	X (%)	√ (%)	
Sistemas resistentes a ações laterais continuo até ao topo	-	75	25	75	25	
Rigidez lateral constante	XX	75	25	75	25	
ou redução gradual	уу	87,5	12,5	87,5	12,5	
Massa constante ou redução gradual	-	37,5	62,5	25	75	
Critério dos recuos e avanços	-	62,5	37,7	-	-	
Paredes de enchimento	XX	0	100	33,3	66,6	
de alvenaria	уу	0	100	33,3	66,6	

Relativamente ao critério que avalia os eventuais recuos e avanços, destaca-se que este critério não é cumprido em cerca de 63% dos edifícios analisados. Refira-se que apesar da preocupação com este fator potenciador da irregularidade, o regulamento não clarifica as dimensões mínimas para as quais este aspeto deverá ser considerado. E, portanto, uma pequena área de saliência ou reentrância na planta do edifício facilmente leva à qualificação do edifício como irregular. A nova versão do regulamento (draft) não atende a esta preocupação.

A influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento do edifício relativamente à irregularidade em altura, foi analisada apenas em 3 edifícios. Os resultados mostram que as alterações propostas na versão *draft* vem limitar o cumprimento deste critério. Embora os edifícios analisados tenham relativamente poucas paredes de alvenaria, a área de paredes de alvenaria do piso 0 e do piso 1 variam em mais de 30% em 2 edifícios, fazendo com que assim não seja cumprido o critério. Este nível de variação é comum em edifícios destinados a comércio/serviços/garagens ao nível do rés-do-chão, ou então em hotéis, por exemplo. O coeficiente de majoração dos esforços sísmicos proposto em ambas as versões do EC8, no caso de edifícios com poucas paredes, não se demonstrou ser condicionante.

Da análise global da aplicação das duas versões do regulamento aos oito edifícios estudados, salienta-se que embora haja critérios específicos que podem resultar em classificação não alinhada nas duas versões, a classificação final do edifício como regular ou irregular, quer em altura quer em planta, resulta consistente em todos os edifícios analisados. Ainda assim, a nova versão do Eurocódigo 8 tende a ser menos penalizadora em relação a versão atual.

7 Conclusões

Algumas das alterações propostas na versão *draft*, e apresentadas neste documento, vêm ao encontro de parte das dificuldades e preocupações apontadas pelos projetistas, nomeadamente introduzindo para alguns critérios de regularidade a sua quantificação e limites de verificação de forma a minimizar os potenciais erros associados a diferentes interpretações. Ainda assim, inevitavelmente, os resultados da aplicação de alguns dos critérios, bem como a sua interpretação, dependerão da sensibilidade do projetista para o problema, da sua experiência e do seu nível de conhecimento.

Refira-se que alguns dos critérios contemplados no Eurocódigo 8, por não terem associados processos que quantifiquem a sua influência, podem ser excessivamente penalizadores na classificação final resultante para a regularidade em altura e em planta, e na redução do coeficiente de comportamento máximo admitido.

Ainda assim, realça-se a atenção que a nova versão do Eurocódigo 8 dá à quantificação de alguns critérios de irregularidade, e na consequente clarificação dos procedimentos de cálculo para atender a estas irregularidades.

É importante salientar que as conclusões retiradas dos casos de estudo analisados devem ser restringidas a este estudo, reconhecendo-se que estas são limitadas pelo número de análises que foi possível realizar no tempo definido para o desenvolvimento do presente estudo.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 Financiamento programático – UIDP/04708/2020

da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). O segundo autor é financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia através de bolsa de pós-doutoramento com referência SFRH/BPD/115352/2016.

Agradece-se à empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., por ter colaborado com o primeiro autor no âmbito da sua dissertação [26] desenvolvida na vertente empresarial cujo conteúdo é resumido neste artigo.

Referências

- [1] Moura, F. Análise e dimensionamento sísmico de estruturas porticadas atendendo à irregularidade em altura de acordo com diferentes regulamentos. 2013: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
- [2] Romão, X.; Costa, A.; Delgado, R. Comportamento sísmico de pórticos de betão armado com recuados. in 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Universidade do Minho. 2004.
- [3] Rodrigues, H., et al. Sismo de L'Aquila de 6 de Abril de 2009. Ensinamentos para Portugal. in 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2010.
- [4] De Luca, F., et al. The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering, 2014. 12(5): p. 1999-2026.
- [5] Roeslin, S.; Ma, Q.; García, H. Damage assessment on buildings following the 19th September 2017 Puebla, Mexico Earthquake. 2018.
 4: p. 72.
- [6] RSA Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes, Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio. 1983: Lisboa.
- [7] REBAP Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado. 1983: Lisboa.
- [8] CEN Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. 2004: Brussels, Belgium.
- [9] Dražić, J.; Vatin, N. The Influence of Configuration on to the Seismic Resistance of a Building. Procedia Engineering, 2016. 165: p. 883-890.
- [10] Arnold, C. Building configuration: The architecture of seismic design. 1984. 17(2).

- [11] Elnashai, A.S.; Di Sarno, L. Fundamentals of earthquake engineering. 2008: Wiley New York.
- [12] Bento, R.; Azevedo, J. Behaviour coefficient assessment for soft storey structures. in Proceedings of the twelfth world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, Paper. 2000.
- [13] Kappos, A.; Scott, S. Seismic assessment of an R/C building with setbacks using nonlinear static and dynamic analysis procedures. 6th SECED Conference, Seismic Design Practice into the Next Century, Oxford, UK. 1998.
- [14] Das, S. Seismic design of vertically irregular reinforced concrete structures, in Department of Civil Engineering. 2000: North Carolina State University: Raleigh.
- [15] FEMA Assessing Seismic Performance of Buildings with Configuration Irregularities: Calibrating Current Standards and Practices. 2018: Washington, D.C.
- [16] NTC Norme tecniche per le costruzioni. 2018, MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI: Ministerial Decree, 17 January 2018, Roma.
- [17] AFAD Turkish Building Earthquake Code (TDBY-2018). 2018: Ankara, Tukey.
- [18] CFE Manual of Civil Structures in Mexico: Seismic Design. Federal Electricity Commission. 2015: Cuernavaca, Morelos, Mexico.
- [19] BIS Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures (IS 1893-Part 1), in Government of India, Ministry of Earth Sciences. 2002: New Delhi, India.
- [20] ASCE Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE Standard ASCE/SEI 7-10). 2016: American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- [21] NCh433 Diseño sísmico de edifícios. 2009: Chile.
- [22] CSNZ Structural design actions, Part 5: Earthquake Actions. 2004: New Zealand.
- [23] NRC National Building Code of Canada. 2015: Ottawa, ON, Canada.
- [24] Otani, S. Seismic vulnerability assessment methods for buildings in Japan. 2000. 2(2): p. 47-56.
- [25] CEN/TC250 Draft EN1998-1-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-2: Rules for new buildings. 2020
- [26] Lima, A. Irregularidades estruturais no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado: Discussão das exigências regulamentares e casos de estudo. 2020: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.



Avaliação numérica da segurança sísmica de estruturas em terra na Alhambra, Granada, Espanha

Numerical seismic safety assessment of earthen structures in La Alhambra, Granada, Spain

Annalaura Vuoto Javier Ortega Paulo Lourenço Javier Suárez

Resumo

A Alhambra é Património Mundial pela UNESCO e está localizada em Granada, a área com maior perigosidade sísmica em Espanha. Este trabalho apresenta a avaliação da segurança sísmica da *Torre de la Vela*, a torre principal da Alcazaba, a fortaleza da Alhambra e a primeira área da cidadela construída no século XIII.

A avaliação da segurança é realizada de forma simplificada usando modelação com elementos finitos e uma análise estática não linear. Numa primeira fase, de análise preliminar, o modelo numérico da torre foi preparado baseado exclusivamente na revisão bibliográfica. Numa segunda fase, o monumento pôde ser visitado e foi efetuado um levantamento detalhado, incluindo ensaios não destrutivos. Um segundo conjunto de análises foi realizado usando um modelo atualizado da torre, calibrado com os resultados experimentais. Os resultados são comparados de forma sistemática e evidenciam a importância dos trabalhos *in situ* para uma correta avaliação de segurança das estruturas históricas.

Abstract

The Alhambra is a UNESCO World Heritage Site located in Granada, which is the area with the highest seismic hazard in Spain. The present work focuses on the seismic safety evaluation of the *Torre de la Vela*, the main tower of the Alcazaba, the fortress of the Alhambra and the first area of the citadel built in the 13th century.

The safety evaluation is carried out using finite element modeling and performing nonlinear static analyses. In a first phase, a numerical model of the tower was prepared based solely on bibliographic review and a first set of analyses was carried out. In a second phase, the monument was visited and a detailed survey including non-destructive testing was carried out. A second set of analyses was performed using an updated model calibrated with experimental results. The results are systematically compared, highlighting the importance of on-site works for a correct safety assessment of historic structures.

Palavras-chave: Taipa / Ensaios não destrutivos / Modelação numérica / / Alhambra / Avaliação sísmica / Levantamento com laser scanner

Keywords: Rammed earth / Non-destructive testing / Numerical modeling / / Alhambra / Seismic assessment / Laser scanning

rp**ee** | Série III | n.º 16 | julho de 2021

Annalaura Vuoto

M.Sc. Student ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal annalauravuoto1307@gmail.com

Javier Ortega

Postdoc Researcher ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal javier.ortega@civil.uminho.pt

Paulo Lourenço

Full Professor ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal pbl@civil.uminho.pt

Javier Suárez

Associate Professor Universidad de Granada Granada, Espanha fjsuarez@ugr.es

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.

VUOTO, A. [et al.] – Avaliação numérica da segurança sísmica de estruturas em terra na Alhambra, Granada, Espanha. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 87-98.

1 Introdução

O património cultural construído confere identidade às culturas, regiões e cidades. As construções históricas são um documento vivo, testemunho de realizações técnicas excecionais pertencentes a um período histórico e população específicos [1]. Estes aspetos são particularmente evidentes na Alhambra de Granada, localizada no sul de Espanha. A Alhambra é património Mundial pela UNESCO e um dos exemplos mais bem conservados de residências palatinas do Islão medieval. A Alhambra foi construída no século XIII e o complexo ainda mantém em grande medida a sua configuração original.

No contexto atual, um monumento pode incluir um grupo de edifícios separados ou interligados que, devido a sua arquitetura, homogeneidade ou ao seu lugar na paisagem, têm um valor universal excecional, do ponto de vista histórico, artístico ou técnico [1,2]. Este é o caso da Alhambra, um complexo composto de vários edifícios de diferentes períodos históricos. Para este tipo de monumentos, é fundamental a preservação de todas as partes, essenciais para a compreensão global do complexo.

O presente trabalho apresenta a avaliação numérica da segurança sísmica da *Torre de la Vela*. A torre é parte da *Alcazaba*, a fortaleza da Alhambra construída em taipa no século XIII. A torre foi construída usando materiais extraídos diretamente do subsolo onde está construída a Alhambra. A análise estrutural de edifícios históricos construídos com materiais tradicionais é um processo complexo, principalmente devido às incertezas ao nível de comportamento do material, detalhes construtivos, dano existente ou geometria. No entanto, uma análise estrutural rigorosa é um elemento fundamental do processo de conservação, desde que permita obter previsões quantitativas da resposta do edifício sujeito a diferentes ações. Isto é particularmente relevante em áreas sísmicas, como é o caso de Granada, cidade localizada na área com o mais alto nível de perigosidade sísmica em Espanha.

A avaliação da segurança é realizada usando modelação com elementos finitos e análise estática não linear, o que permitiu obter uma melhor compreensão do comportamento estrutural e sísmico da Torre de la Vela. Numa primeira fase, o modelo numérico da torre foi preparado baseado exclusivamente na revisão bibliográfica, atendendo à situação pandémica de 2020. A informação geométrica, material e estrutural necessária para construir o modelo e realizar as análises foi obtida da literatura disponível. Numa segunda fase, o monumento pôde ser visitado, o que permitiu um levantamento geométrico detalhado da torre, usando scanner laser, e ensaios não destrutivos, nomeadamente, ensaios sónicos, dinâmicos e de georadar. A campanha experimental permitiu atualizar o modelo inicial e efetuar a sua calibração. O objetivo desta abordagem foi permitir a comparação dos resultados das análises estruturais antes e depois da investigação in situ do edifício. Os resultados são comparados sistematicamente e evidenciam a importância dos trabalhos in situ para uma correta avaliação de segurança das estruturas históricas.

A primeira parte do artigo apresenta uma breve introdução histórica da *Torre de la Vela* e da Alhambra. Posteriormente, o trabalho descreve as principais caraterísticas geométricas, técnicas construtivas e materiais empregues na torre, baseado na revisão da literatura. O resultado foi a preparação do primeiro modelo numérico 3D e a

realização do primeiro conjunto de análises estáticas não lineares. As análises incluem a avaliação do comportamento estrutural da torre sujeita ao peso próprio, considerando as fases construtivas, e a avaliação da sua capacidade sísmica e dos seus principais mecanismos de colapso, através de análises *pushover*.

O artigo apresenta, em seguida, a campanha experimental realizada na torre e resume os principais resultados obtidos. Finalmente, após a atualização e calibração do modelo em base aos resultados experimentais e a investigação realizada *in situ*, foi realizado um segundo conjunto de análises numéricas. O artigo apresenta a comparação entre os resultados antes e depois da campanha no monumento e as principais conclusões do estudo.

2 A Torre de la Vela no contexto da Alhambra

A Alhambra (Figura 1a) foi construída durante a Idade Média hispano-muçulmana tendo sido uma cidade palatina, uma casa real cristã, a capitania geral do Reino de Granada e uma fortaleza militar, até a sua declaração como Monumento Nacional em 1870. A Alhambra foi construída no topo da colina al-Sabika, na margem sul do rio Darro, sobre um solo conglomerado composto por uma matriz argilosa com seixos de calcário de diferentes tamanhos. O monumento está localizado numa das zonas mais sismicamente ativas da Península Ibérica [3].





Figura 1 a) Elevação Norte da Alhambra (*Torre de la Vela* identificada com retângulo vermelho); b) Elevação Norte da *Torre de la Vela*

Ь)

A construção da *Torre de la Vela* data do século XIII, durante o reinado da dinastia Nasrid em Granada. A construção da Alhambra iniciou-se com a fortaleza da Alcazaba, que incluiu as torres principais, nomeadamente a *Torre de la Vela* e a *Torre del Homenaje*. Ambas são pouco usuais para a época pelas suas extraordinárias dimensões. A *Torre de la Vela* é, portanto, um dos edifícios mais antigos do complexo. É uma torre residência em estilo feudal [4] e foi submetida a numerosas obras de conservação e reparação até a atualidade. Algumas das intervenções são evidentes do exterior, com áreas reparadas usando alvenaria de tijolo com textura diferente das paredes originais de taipa (Figura 1b).

A torre recebeu o nome de *Torre de la Vela* na era cristã, em homenagem ao primeiro sino que foi tocado na torre, denominado *La Vela* [5]. O sino foi trazido pelos cristãos e foi usado para anunciar a conquista da cidade em 1492. O sino é agora um símbolo da cidade de Granada e serviu para alertar à população sobre eventos como assaltos, revoltas ou incêndios.

Ao longo dos séculos, a configuração interior da torre foi alterada devido a diferentes eventos naturais e históricos. As ameias do terraço foram perdidas nos diferentes desastres que afetaram à torre, tais como o sismo de 1522, uma explosão de pólvora no vale do Darro em 1590 ou um relâmpago que destruiu também a parede de empena onde estava localizado o sino em 1882 [5].

3 Revisão bibliográfica do estado atual da Torre de la Vela

O estado atual da torre foi inicialmente avaliado através de um estudo detalhado da literatura. Os desenhos e documentos históricos foram consultados para o entendimento das caraterísticas geométricas, construtivas e materiais da torre. O resultado foi a preparação de um modelo numérico tridimensional e a definição de propriedades mecânicas dos materiais.

3.1 Levantamento geométrico

A *Torre de la Vela* é a torre mais alta da *Alcazaba*, tendo 26,80 m de altura. É uma torre de planta quadrada de aproximadamente 16 m de lado. Está dividida em quatro pisos e tem um terraço no último andar, onde está localizado o sino.

Existe um conjunto de desenhos históricos da torre (plantas e cortes) realizados por Gómez Moreno [6], antes de 1907, e López Bueno [7], entre 1923 e 1936, quando o arquiteto Leopoldo Torres Balbás coordenava as obras de conservação na Alhambra. Por outro lado, Pavón [8] fornece uma descrição geométrica detalhada da torre.

A Figura 2 apresenta as plantas e modelo tridimensional da torre, obtidas da revisão bibliográfica. <u>O rés-do-chão</u> (Floor 1) funciona como uma masmorra de nave única e dimensões reduzidas. Os três andares superiores (Floors 2-4) têm uma configuração similar, consistindo numa área central quadrada delimitada por duas naves em cada um dos quatro lados. A largura da nave exterior aumenta do segundo ao último piso, coincidindo com a diminuição da espessura das paredes exteriores, que passam de 4,60 m no rés-do-chão para 1,62 m no último piso. A entrada principal está no segundo andar. A

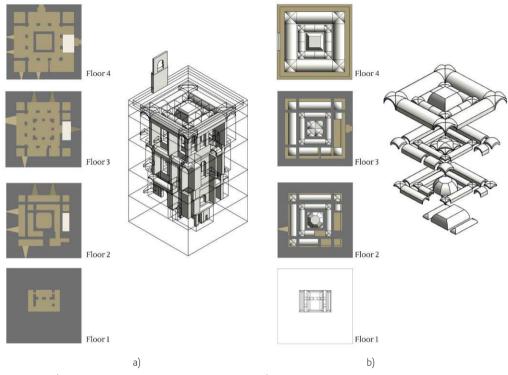


Figura 2 a) Plantas e modelo tridimensional da torre; b) estudo das abóbadas interiores da torre; realizados com base na bibliografia

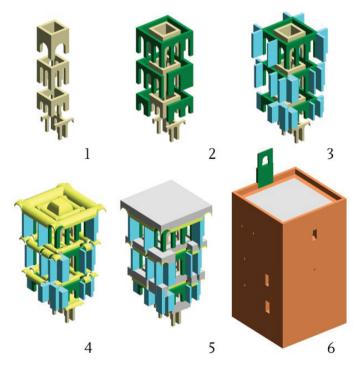


Figura 3 Geometria adotada para o modelo numérico discretizada em diferentes elementos construtivos

circulação entre andares realiza-se através de uma escada no canto sudeste. <u>O rés-do-chão</u> é apenas acessível através de uma abertura no centro e usando escadas ou cordas.

As plantas (Figura 2a) mostram que não existe uma correspondência clara entre os pilares dos diferentes andares, o que causou deformações evidentes nas abóbadas, bem como fendas e esmagamento dos pilares do segundo andar. Por esse motivo, foram adicionados elementos construtivos adicionais no primeiro e segundo andar. O terremoto de 1522 e a explosão de pólvora de 1590 causaram danos noutros elementos internos, que foram imediatamente reconstruídos, levando a uma configuração atual diferente da original [4].

A *Torre de la Vela* é um exemplo único de arquitetura militar da Idade Média. A arquitetura tradicional militar usa elementos construtivos de dimensões exageradas, que são aqui conjugados com abóbadas e elementos próprios da arquitetura palatina. A configuração interna, de naves e arcos, corresponde a uma típica solução bizantina, incorporada à arquitetura muçulmana desde o século X.

Existem diferentes tipos de abóbadas na torre (Figura 2b), com geometrias complexas, especialmente quando cobrem a sala quadrada central. O quarto andar apresenta uma abóbada de claustro seccionada, assim como o segundo andar, mas esta é constituída por oito painéis. O terceiro andar apresenta uma abóbada complexa de aresta, suportada por quatro semi-abóbadas de aresta. As abóbadas das naves são tipicamente de berço, exceto no <u>rés-do-chão</u> onde os espaços são cobertos por abóbadas de claustro. As abóbadas nos cantos podem ser de dois tipos: de aresta e de vela.

A configuração interior foi simplificada para a preparação do modelo numérico tridimensional (Figura 3). As diferentes partes identificadas no modelo são: (1) sala central aberta com um número de arcos variável; (2) primeira nave interior aberta com número de arcos variável; (3) paredes que fazem a ligação das naves com as paredes exteriores. Note-se que, de acordo as descrições existentes, estas paredes eram originalmente arcos, mas foram fechadas; (4) abóbadas de tipologias variáveis; (5) material de preenchimento das abóbadas; e (6) paredes exteriores e parede de empena do sino.

3.2 Técnicas construtivas e propriedades mecânicas dos materiais

A referência principal sobre as propriedades dos materiais nas estruturas da Alhambra muçulmana (séculos XI-XV) é um estudo de Torres López [9]. O estudo define as caraterísticas químicas, mineralógicas e petrográficas dos materiais através de ensaios laboratoriais. Outro estudo realizado pelo Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Centro de Estudios e Experimentación de Obras Públicas) também avalia as propriedades mecânicas dos materiais usados na Alhambra [10].

3.2.1 Técnicas construtivas tradicionais

As paredes exteriores da *Torre de la Vela* foram originalmente construídas em taipa, apresentando áreas reconstruídas posteriormente em alvenaria de tijolo. Os elementos estruturais interiores, nomeadamente pilares, arcos e abóbadas, foram

construídos em alvenaria irregular de tijolo com juntas de argamassa espessas <u>de 3 cm</u>. A argamassa utilizada é fraca, constituída por terra e cal, exceto nas abóbadas, construídas usando argamassa dura de gesso. A alvenaria era tipicamente rebocada com argamassa de cal. A pedra era só usada em portões monumentais.

As paredes de taipa na *Alcazaba* e a *Torre de la Vela* foram construídas seguindo o método tradicional de construção na arquitetura hispanomuçulmana. A técnica usada é conhecida como *tapial calicostrado*. Esta técnica usa camadas de taipa (argilosa) e argamassa de cal colocadas alternadamente na cofragem. As camadas de cal são colocadas na parte exterior, em cunha. Após a compactação da taipa, as camadas de cal formam uma superfície exterior homogénea ao exterior (Figura 4a). Sendo a cal impermeável, não era necessário aplicar reboco posteriormente. *O calicostrado* também limitava a deterioração comum das paredes de taipa tradicionais. Note-se que, na atualidade, as paredes da Alhambra construídas com esta técnica estão em bom estado de conservação.

Os tijolos usados nos elementos estruturais interiores da torre têm dimensões de $29 \times 14 \times 5$ -6 cm (*ladrillo almohade*). A argamassa usada na alvenaria tem uma composição semelhante às camadas de cal usadas nas paredes em taipa *calicastrada*. Note-se que os materiais foram obtidos localmente.

A Figura 4b apresenta a configuração estrutural assumida para a torre, além da identificação e distribuição dos diferentes materiais usados. A hipótese baseia-se em referências bibliográficas de estruturas semelhantes da *Alcazaba* [11-14]. Assume-se que as paredes exteriores em taipa são contínuas em altura, de acordo com outras estruturas de torre defensivas [10].

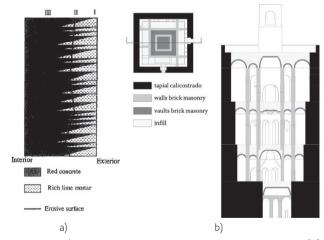


Figura 4 a) Secção típica de parede em taipa *calicastrada* [9]; b) esquema estrutural e materiais assumidos para a *Torre* de la Vela

3.2.2 Propriedades dos materiais

Foi possível obter uma estimativa das propriedades mecânicas dos materiais da *Torre de la Vela* através de um estudo experimental realizado na *Torre del Homenaje* [10,15]. Note-se que as duas torres datam do mesmo período e o sistema construtivo é semelhante.

Tabela 1 Propriedades mecânicas da taipa *calicostrada* [15]

Propriedade	Valor		Ensaio
Densidade	2,25 g/cm³ (2250 kg/m³)		UNE 83.312-90
Resistência à compressão	25 Kg/cm² (2,5 MPa) 80 Kg/cm² (8,0 MPa)	Andares superiores Fundações	UNE 83.304-84
Resistência à tração	3 Kg/cm² (0,3 MPa) 7,5 Kg/cm² (0,75 MPa)	Andares superiores Fundações	UNE 83.306-85
Módulo de elasticidade	12 000 Kg/cm² (1200 MPa) 63 000 Kg/cm² (6300 MPa)	Andares superiores Fundações	ASTM C-469-87
Coeficiente de Poisson	0,3 0,2	Andares superiores Fundações	ASTM C-469-87

Tabela 2 Propriedades mecânicas dos tijolos [15]

Propriedade	Valor	Valor		
Densidade	1,45 g/cm³ (1450 kg/m³)		UNE 67-019-86	
Resistência à compressão	150 Kp/cm² (15 MPa)	Andares superiores	UNE 67.026-86	

A Tabela 1 apresenta as propriedades mecânicas da taipa obtidas experimentalmente na segunda torre [15]. Note-se a distinção feita entre as propriedades da taipa usada nos andares superiores das torres e nas fundações da torre. Também foram feitos ensaios nos tijolos (Tabela 2), mas não há dados sobre as propriedades da argamassa nem da alvenaria.

De acordo com o relatório de CEDEX [10], o material de enchimento das abóbadas é semelhante ao material usado nas paredes exteriores em taipa. Assim, foi assumida a mesma densidade, mas, devido à falta de compactação do elemento, deve considerar-se um módulo de elasticidade inferior, assumindo que o enchimento não proporciona rigidez significativa à estrutura.

4 Avaliação previa da segurança estrutural

O modelo numérico da torre foi preparado no *software* DIANA [16], baseado nos dados obtidos na literatura e descritos previamente. A geometria foi adotada de acordo com as simplificações apresentadas na Figura 3. As condições fronteira foram definidas como suportes fixos na base, assumindo fundações rígidas. As estruturas adjacentes à torre não foram tidas em consideração.

A Tabela 3 apresenta os três materiais considerados para a análise, de acordo com o esquema da Figura 4b, e as suas propriedades lineares e não lineares. As propriedades da alvenaria foram estimadas de acordo as recomendações do regulamento italiano [17-18] e os estudos experimentais. ρ é a densidade do material, E é o modulo de elasticidade, V é o coeficiente de Poisson, f_c é a resistência à compressão, G_f é a energia de fratura à compressão, f_f é a resistência à tração, e G_f é a energia de fratura à tração. A energia de fratura à

compressão foi obtida usando um índice de ductilidade de 1,6 mm [19] e a energia de fratura à tração foi calculada como $G_{ft} = 0.04^*$ $f_{.0.07}^{.0.07}$ [20].

O comportamento não linear dos materiais é descrito através do modelo *Total Strain Rotating Crack Model*, que define uma relação não linear entre tensões e extensões totais de tração e compressão. Este modelo assume que o início da fendilhação ocorre quando a tensão de tração é superior à resistência do material. O comportamento em compressão é descrito por uma função parabólica e o comportamento em tração é descrito através de uma função exponencial.

A definição da malha do modelo de elementos finitos deve resultar de um compromisso entre precisão e tempo de cálculo, especialmente no caso de análises não lineares. A geometria complexa do edifício influenciou o tamanho final da malha, com elementos de 0,5 m nas paredes exteriores e 0,2 m nas abóbadas e elementos menores. Foram usados tipos de elementos sólidos (tetraedro e hexaedro), adequados para a geometria complexa dos elementos estruturais. No total, a malha tem 290 113 elementos e 171381 nós.

4.1 Análise modal

Para uma primeira avaliação do modelo numérico, foi realizada uma análise modal, cujos resultados são apresentados na Figura 5. O primeiro modo (f = 2,16 Hz) consiste num movimento de translação na direção X. O segundo modo (f = 2,22 Hz) é de translação na direção Y. O valor de frequência obtido nas duas direções é semelhante, refletindo um comportamento praticamente simétrico na torre. O terceiro modo (f = 3,92 Hz) é de torsão.

Tabela 3 Propriedades materiais usados na análise

		<i>E</i> [kN/m²]	v [-]	ρ [T/m³]	f_c [kN/m²]	<i>Gf_c</i> [kN/m]	f_t [kN/m²]	$G_{_{ft}}$ [kN/m]
Taipa	[15]	1,20 E + 06	0,30	2,25	2500	4,00	300	0,017
Alvenaria	[17-18]	1,60 E + 06	0,25	1,60	4000	6,40	200	0,013
Enchimento	[15]	600000	0,30	2,25	2500	4,00	300	0,017

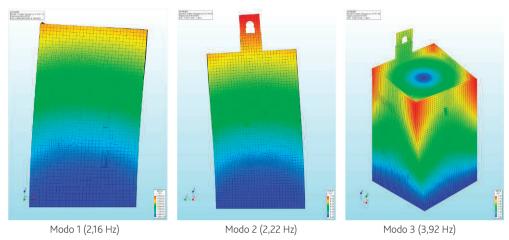


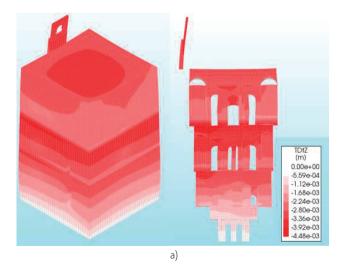
Figura 5 Modos de vibração globais obtidos no DIANA

4.2 Análise não linear estática para cargas verticais

Uma análise estática não linear foi realizada com o objetivo de compreender o comportamento estrutural do edifício sob o seu peso próprio. A análise foi feita aplicando a ação de modo incremental até um valor do dobro do peso próprio da torre. O estado de equilíbrio no fim de cada passo de aplicação da carga é obtido usando um processo iterativo (método Secant e método Newton-Raphson),

controlado por um critério de energia com uma tolerância de convergência de 1‰.

Para o fator de carga (LF) de 2,0, o comportamento global da estrutura é essencialmente linear. Os valores de deslocamento são muito baixos. No entanto, a literatura consultada refere problemas estruturais identificados na fase de construção, devido ao seu peso próprio. A análise foi, portanto, realizada de maneira faseada, permitindo simular as diferentes fases construtivas.



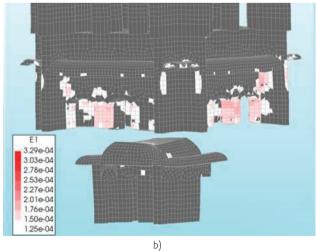


Figura 6 a) Deslocamentos verticais para LF = 1; b) Acumulação de extensões principais (sujeitos a fendilhação) no segundo andar

Em cada fase, o modelo é sujeito a ação do peso próprio, tendo em conta o estado de equilíbrio e os resultados das fases anteriores. Neste caso, foram definidas quatro fases, considerando a adição de um piso em cada uma das fases. Foram realizadas análises considerando ou não a não linearidade geométrica (NLG). Uma vez que a análise faseada considera os resultados das fases anteriores como valores iniciais da fase seguinte, é aconselhável incluir a NGL na análise. No entanto, a análise realizada resultou em baixos valores de deslocamentos e deformações, obtendo resultados semelhantes nas duas hipóteses.

Na análise faseada, pode-se observar que os valores mais elevados de deslocamento ocorrem no terceiro andar, na área central, atingindo os 4 mm (Figura 6a). No que respeita ao dano, a análise amostra que os elementos de alvenaria interiores teriam fendilhação ligeira sob a ação do peso próprio (Figura 6b). De facto, observase uma concentração de pequenas fissuras nos pilares e arcos do segundo andar, o que está de acordo com a descrição de dano na torre existente na literatura. A análise revela também esmagamento ligeiro em alguns dos pilares.

4.3 Análise não linear estática para cargas horizontais

A resposta da estrutura a ações sísmicas foi avaliada através de análise não linear estática ou *pushover*. A análise consiste em aplicar forças horizontais de modo incremental até ao colapso da estrutura, o que permite estimar os mecanismos de colapso e avaliar a distribuição e propagação do dano. O padrão de forças laterais assumido é proporcional à massa da estrutura, o que é recomendável para estruturas históricas de alvenaria [21,22]. Inicialmente, é aplicada a ação gravítica e depois a ação horizontal é aumentada monotonicamente.

Foram realizadas análises nas duas direções ortogonais em planta da torre (X e Y), que apresentam resultados semelhantes, devido à simetria da estrutura. A Figura 7a) apresenta uma das curvas de capacidade (força-deslocamento) obtidas. O valor máximo do fator de carga é de 0,80 g, correspondendo a um deslocamento máximo no topo de 0,2 m, e ilustrando a grande capacidade da estrutura.

A Figura 7b) mostra a distribuição do dano nas paredes exteriores (em termos de extensões principais) para a carga máxima (0,80g). O mecanismo de colapso é uma flexão global da estrutura, evidenciado pelas fendas na base e as fendas diagonais nas paredes paralelas à direção da carga, que levam à rotação da torre em torno da base. A Figura 7c) mostra o dano no interior, principalmente localizado nas paredes, pilares e arcos do segundo andar.

5 Ensaios in situ

Foi realizada uma campanha de ensaios não destrutivos na *Torre de la Vela* com o objetivo de obter: (i) uma caracterização completa da geometria, usando a técnica do laser scanner; (ii) propriedades dos materiais, através de ensaios sónicos; e (iii) comportamento estrutural global da torre, através de ensaios de identificação dinâmica. A campanha também permitiu validar as informações obtidas <u>anteriormente</u> na bibliografia.

5.1 Levantamento com laser scanner

Um levantamento geométrico preciso do edifício é essencial para preparar o modelo numérico. Isto é particularmente importante para monumentos históricos, tipicamente irregulares e sujeitos a múltiplas transformações no passado não registadas. Os desenhos históricos da torre usados para o primeiro modelo datam de 1907 e 1936, não estão digitalizados e não têm escala, pelo que um dos objetivos do trabalho foi obter um levantamento atualizado. O levantamento foi realizado usando o laser scanner, que permite a reconstrução tridimensional do edifício com grande precisão, incluindo a geometria externa e interna da torre.

A Figura 8 apresenta uma imagem da torre durante os trabalhos e a nuvem de pontos obtida no levantamento. O levantamento confirmou importantes diferenças em relação aos desenhos originais. Em primeiro lugar, apesar da altura total da torre estar correta, as alturas dos diferentes andares tinham incorreções importantes (Figura 8c)).

Em segundo lugar, o primeiro andar começa a uma altura de 1,80 m com respeito à cota inferior da torre medida desde o exterior

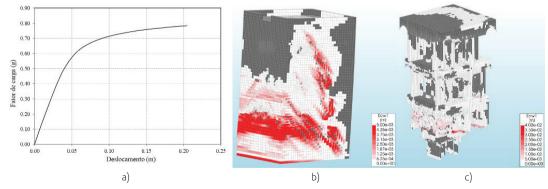


Figura 7 a) Curva de capacidade na direção X; b) Distribuição do dano (extensões principais) na torre, nas paredes exteriores; e c) no interior; para um fator de carga de 0,80 g

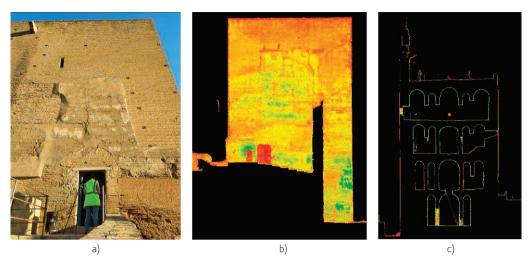


Figura 8 a) Levantamento da *Torre de la Vela* com laser scanner; b) vista da fachada este (nuvem de pontos); c) secção da torre (nuvem de pontos) (credito: PROSKENE SLP)

(Figura 8c). Isto parece comprovar a ideia de a torre estar diretamente escavada no solo para criar o espaço interior da masmorra. Finalmente, também foi revelado que grande parte das fachadas este e sul se encontram enterradas (Figura 8b). Estas observações na nuvem de pontos não eram evidentes nos desenhos históricos (ou os mesmos estavam errados) e introduzem alterações substanciais nas condições de fronteira do edifício, com influência relevante no seu comportamento estrutural.

5.2 Ensaios sónicos

Os ensaios sónicos foram realizados com o objetivo de obter uma estimativa das propriedades mecânicas dos principais materiais da torre: a taipa e a alvenaria de tijolo. O pulso sónico foi induzido por meio de um martelo instrumentado e posteriormente captado por um acelerómetro. O ensaio consiste em medir a velocidade de propagação das ondas P-primárias (V_p) e R-Rayleigh (V_R) no interior de material, que estão relacionadas com as propriedades elásticas: módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (v), através da densidade (ρ) do material, de acordo as seguintes expressões [23]:

$$\frac{V_{p}}{V_{R}} = \sqrt{\frac{2(1-v)(1+v)^{2}}{(1-2v)(0.87+1.12v)^{2}}}$$
(1)

$$V_{p} = \sqrt{\frac{E(1-\upsilon)}{\rho(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}}$$
 (2)

A Tabela 4 apresenta os valores médios da velocidade obtidas para os diferentes materiais e a estimativa das propriedades elásticas.

Note-se que os resultados da alvenaria e da taipa dos andares superiores (2 e 4) estão em concordância com os valores da literatura. No entanto, os valores obtidos para o andar 1 (parcialmente enterrado) são claramente mais altos. Foram realizados um total de 8 ensaios no primeiro andar com um coeficiente de variação baixo, indicando que os resultados são fiáveis. Esta informação parece

confirmar que o método de construção da taipa do piso inferior é diferente. A hipótese é que este andar foi escavado, o que é certo para outras estruturas da *Alcazaba*.

Tabela 4 Resultados dos ensaios sónicos e estimativa das propriedades elásticas

		<i>V_p</i> [m/s]	<i>V_R</i> [m/s]	ρ [kg/m³]	ν -	<i>E</i> [MPa]
Alvenaria tijolo	Andares 2,3 e 4	1218	622	1600	0,25	1,51
Taipa	Andar 1	2648	1402	2250	0,23	7,68
Taipa	Andar 2 e 4	1279	722	2250	0,20	2,10

5.3 Ensaios de identificação dinâmica

O conhecimento das características dinâmicas de uma estrutura permite obter um melhor entendimento do comportamento estrutural global da estrutura, além de calibrar os modelos numéricos. Para os ensaios foram utilizados acelerómetros colocados em diferentes pontos da torre, predominantemente no quarto andar e no terraço. Os acelerómetros foram colocados no meio de cada um dos lados da torre e nos cantos, com o objetivo de capturar os possíveis movimentos da torre. A frequência de aquisição foi 200 Hz e a duração dos registos 20 minutos.

A estimativa das frequências foi feita a partir de duas análises modais operacionais, nomeadamente FDD (Frequency Domain Decomposition) e SSI-UPC (Stochastic Subspace Identification Unweghted Principal Components). Os resultados do ensaio dinâmico apresentam-se na Figura 9, sendo que todos os modos da estrutura são globais. Os primeiros dois estão caracterizados por movimentos de translação nas duas direções principais e o terceiro é um modo de torsão. Apesar deste resultado corresponder bem com os modos obtidos numericamente (Figura 5), as frequências experimentais são muito maiores.

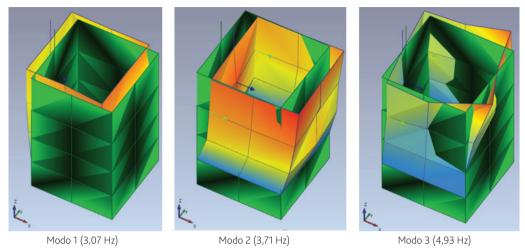


Figura 9 Três modos fundamentais obtidos no ensaio de identificação dinâmica

Avaliação posterior da segurança estrutural

Após a campanha experimental, foi possível atualizar e calibrar o modelo numérico previamente elaborado com base nas informações da bibliografia. As análises numéricas foram repetidas adotando um modelo que simula de forma mais adequada o comportamento estrutural real da *Torre de la Vela*.

6.1 Calibração do modelo numérico

Os resultados experimentais possibilitaram a atualização do modelo em termos de: geometria, propriedades elásticas dos materiais e condições fronteira. A calibração numérica foi feita através da comparação das propriedades dinâmicas da estrutura obtidas experimentalmente (Figura 9), nomeadamente modos de vibração e frequências, com os resultados numéricos. O modelo numérico foi modificado de modo iterativo até obter uma correspondência entre os três modos de vibração com erros na frequência por debaixo do 10% (Tabela 5).

Tabela 5 Comparação entre modos de vibração experimentais e numéricos após calibração

Número	Modo de vibração	numórica o		Erro frequência [%]		
1	Translação X	3,27	3,07	6,51		
2	Translação Y	3,56	3,71	4,04		
3	Torsão	5,21	4,96	5,04		

Os parâmetros que foram modificados iterativamente foram o módulo de elasticidade da taipa das paredes exteriores e as condições de fronteira, nomeadamente o nível de restrição lateral exercido

pelas construções adjacentes à torre: um muro perpendicular à fachada nascente e a ponte de acesso na fachada sul.

Os valores da Tabela 4 para o módulo de elasticidade da taipa serviram de referência no início do processo de calibração. Estes valores foram modificados gradualmente com o fim de manter a diferença encontrada nos ensaios sónicos. Os valores foram assim reduzidos até 5,9 GPa e 1,1 GPa no andar 1 e superiores, respetivamente (i.e. redução do 20% dos valores estimados no ensaio sónico). Note-se que no modelo inicial (seção 4) foi assumido que as propriedades da taipa eram uniformes na torre, hipótese que foi rejeitada após a inspeção *in situ*. A variação do modulo de elasticidade teve principalmente uma influência significativa no valor da frequência. A assunção do valor mais alto para o modulo de elasticidade do primeiro andar (5,9 GPa) permitiu atingir valores de frequência maiores dos iniciais e mais próximos aos valores experimentais.

Numa segunda fase, foi abordado o nível de restrição lateral, variando entre estrutura livre (sem restrições) e ligação rígida (suportes fixos) entre a torre e estruturas adjacentes. As condições de fronteira têm uma influência notável nos modos de vibração e não alteram significativamente os valores de frequência. As condições de fronteira resultaram ter uma grande importância, dado o comportamento da torre assimétrico obtido experimentalmente. Foram testadas diferentes combinações de restrições até obter uma boa correspondência entre os modos de vibração. As condições de fronteira finalmente assumidas foram: a) apoio simples na fachada este, i.e. restrição de deslocamentos na direção paralela ao muro existente; e b) ignorar as restrições na fachada sul, sugerindo uma falta de ligação entre as estruturas ou um comportamento suficiente flexível da ponte para não poder restringir o deslocamento da torre. A calibração foi posteriormente validada usando o coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion). O MAC médio obtido para os três modos foi 0,97 (um valor igual a 1 indica correlação perfeita entre os modos de vibração), ilustrando a excelente correspondência entre os resultados numéricos e experimentais.

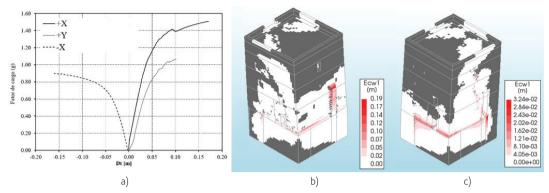


Figura 10 a) Curvas de capacidade (pushover); b) Distribuição do dano (extensões principais) na torre, nas paredes exteriores na direção – X (0,90 g); e c) na direção + Y (1,05 g)

6.2 Análise não linear estática: resultados e comparação

As análises previamente realizadas foram repetidas usando o modelo calibrado. A análise não linear estática para ações verticais continuou a mostrar um comportamento global da estrutura essencialmente linear. No entanto, a distribuição de tensões e deformações é visivelmente diferente, influenciada pelas condições de fronteira atualizadas. As fendas não se distribuem de maneira uniforme, mas a extensão de dano é igualmente limitada.

As análises *pushover* foram repetidas nas direções +/- X e + Y. Os resultados envidenciam um comportamento claramente diferenciado nas duas direções, devido às novas condições de fronteira. A Figura 10a) apresenta as curvas de capacidade (forçadeslocamento) obtidas. A torre não apresenta o comportamento simétrico previamente observado. A menor capacidade corresponde à direção - X (0,90 g) e a maior na direção + X (1,50 g), com deslocamentos máximos superiores a 0,15 m. Na direção Y, o fator de carga máximo é superior aos 1,05 g.

Estes resultados evidenciam que a capacidade máxima da torre é superior à obtida no modelo anterior. O modelo é também mais rígido, devido ao módulo de elasticidade superior assumido para o primeiro andar e as novas condições fronteira impostas, mais restritivas. A Figura 10b) e c apresenta a distribuição de dano nas paredes exteriores nas direções – X e + Y, para o fator de carga máximo. O mecanismo de colapso obtido continua a ser a flexão global da estrutura, mas as fendas mais importantes que conduzem a um mecanismo de rotura por rotação da torre, aparecem agora na interface entre o primeiro andar e os pisos superiores. A diferença de rigidez entre os andares tem uma influência significativa no comportamento estrutural da torre, assim como as condições de fronteira reais.

7 Conclusões

O estudo apresenta a avaliação numérica da segurança estrutural e análise sísmica da *Torre de la Vela*, na Alhambra de Granada, em Espanha. A análise estrutural de edifícios históricos requer investigações prévias rigorosas (tais como a recolha de informação

histórica, o levantamento geométrico e ensaios materiais). Isto é particularmente importante quando o monumento pode estar sujeito a ações extremas, tais como sismos. Note-se que a Alhambra está localizada na área com maior perigosidade sísmica em Espanha. O presente trabalho apresenta uma série de análises numéricas preliminares do comportamento estrutural da torre baseado exclusivamente na bibliografia, com informação limitada em termos de geometria, propriedades materiais e detalhes construtivos. A seguir às análises preliminares, foi realizada uma campanha experimental extensa que permitiu atualizar e calibrar o modelo de elementos finitos. Conseguiu-se preparar um modelo capaz de representar fielmente a realidade observada. O trabalho mostra como o comportamento estrutural dos dois modelos é completamente diferente, evidenciando a importância das investigações experimentais in situ para uma correta análise das estruturas históricas complexas.

Agradecimentos

O trabalho apresentado neste artigo foi desenvolvido no âmbito do projeto de investigação 'Caracterización Estructural y Análisis de Seguridad Estructural y Sísmica en Torres y Muros de Tapial de La Alhambra', financiado pela 'Unidad Científica de Excelencia Ciencia en La Alhambra'. Os autores agredecem ao Vicerrectorado de Investigación y Transferencia da Universidad de Granada e ao Patronato de la Alhambra y Generalife pela sua ativa colaboração na unidade de investigação de excelência Science in the Alhambra (ref. UC-PP2018-01). Os autores também agradecem à companhia PROSKENE SLP Conservation of Cultural Heritage a realização do levantamento geométrico da Torre de la Vela com laser scanner.

Referências

- ICOMOS International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites (The Venice Charter 1964). ICOMOS, 1964.
- [2] ICOMOS European Charter of the Architectural Heritage. ICOMOS, 1975.
- [3] Justo, J.L. Neotectonics and slope stabilization at the Alhambra, Granada, Spain. Eng. Geol., 2008, vol. 100, no. 3–4, pp. 101-119.

- [4] Gómez-Moreno Calera, J.M. Estructuras defensivas de la Alhambra, I. Cuestiones Generales. 2002, pp. 125–154.
- [5] Andaltura Torre de la Vela. Available: http://www.andaltura.com/andalucia/la-alhambra-y-el-generalife/ /torres-de-la-alhambra/torre- -de-la-vela. (Accessed: 17-Apr-2020).
- [6] Gómez-Moreno Martínez, M. *Granada en el siglo XIII.* In Monumentos arquitectóncos de España, 2nd Ed., 1907, Granada.
- [7] López Bueno, M.; Torres Balbás L. Torre de la Vela. Patronato de la Alhambra y Generalife, 1923.
- [8] Pavón Maldonado B. *La Alcazaba de la Alhambra*. Cuad. La Alhambra, 1971, no. 7, pp. 3-34.
- [9] De la Torre López, M.J. et al. A study of the wall material in the Alhambra (Granada, Spain). Cem. Concr. Res., 1996, vol. 26, no. 6, pp. 825-839.
- [10] González Limón, T.;. Casas Gómez, A. Estudio de los materiales y de las fábricas de la Torre de Comares de la Alhambra. Cuad. La Alhambra, 1997, no. 33, pp. 95-104.
- [11] Ruano, E.B. *Tópicos y realidades de la Edad Media*. Real Academia de la Historia, 2000.
- [12] Alhambra-Patronato *Torre de la Vela*. Available: https://www.alhambra-patronato.es/edificios-lugares/torre-de-la-vela. (Accessed: 17-Apr-2020).
- [13] Borrás, G. La Alhambra actual y la Alhambra nazarí. Available: https://www.artehistoria.com/es/contexto/la-alhambra-actual-y-la-alhambra-nazarí. (Accessed: 9-Apr-2020).
- [14] Molina-López, E. El emirato nazarí de Granada. El último bastión del Islam andalusí. Andalucía en la Historia, Univ. de Granada, 2013.

- [15] Villegas Cerredo, D. Análisis estructural del patrimonio histórico. Torre del Homenaje de la Alhambra. Tese de Mestrado, Master de Estructuras, Univ. de Granada, 2012.
- [16] DIANA FEA BV Diana User's Manual, Release 10.4. DIANA FEA BV, Delft, 2020.
- [17] NTC Norme Tecniche per le Costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (in Italian). Roma, 2018.
- [18] NTC Circolare 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (in Italian), vol. 35. Roma, 2019
- [19] Ortega, J. et al. Assessment of the efficiency of traditional earthquake resistant techniques for vernacular architecture. Eng. Struct., 2018, vol. 173, pp. 1-27.
- [20] Lourenço, P.B. Recent advances in masonry structures: micromodelling and homogenization. In Multiscale modeling in solid mechanics: computational approaches, 2009, Imperial College Press, London, pp. 280-300.
- [21] Lourenço, P.B. et al. On the analysis of masonry structures without box behavior. Int J Archit Herit: Conserv Anal Restorat, 2011, vol. 5(4-5), pp. 369–382.
- [22] Endo, Y. et al. Comparison of seismic analysis methods applied to a historical church struck by 2009 L'Aquila earthquake. Bull. Earthq. Eng., 2015, vol. 13, no. 12, pp. 3749-3778.
- [23] Everett, M.E. *Near-Surface Applied Geophysics*. Cambridge University Press, 2013.



Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis

Rapid methods for seismic assessment of existing masonary buildings with flexible floors

Vasco Bernardo Alfredo Campos Costa Aníbal Costa José Manuel Catarino Paulo X. Candeias

Resumo

A avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de alvenaria tem como referência os procedimentos dispostos na NP EN 1998-3:2017 (Anexo C) e o respetivo Anexo Nacional, que estabelecem os requisitos de desempenho e os critérios de conformidade para edifícios existentes sujeitos a um determinado nível de ação sísmica. No seguimento das exigências regulamentares, e à luz da verificação da segurança à ação sísmica preconizada na norma, realizaram-se análises probabilísticas de vulnerabilidade sísmica e fiabilidade estrutural a um grande conjunto de edifícios de alvenaria representativos do parque habitacional, que conduziram ao desenvolvimento de métodos expeditos para a avaliação sísmica em alternativa à verificação pelo método de referência. Os métodos propostos permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis, sem recurso a análises numéricas e recorrendo apenas a parâmetros geométricos (Método I) ou em conjunto com as propriedades mecânicas dos materiais (Método II).

Abstract

The seismic assessment of existing masonry buildings is based on the procedures included in NP EN 1998-3: 2017 (Annex C) and corresponding Portuguese National Annex, which establish the performance requirements and compliance criteria for existing buildings subjected to a certain level of seismic action. According to normative requirements, analytical seismic vulnerability assessment and structural reliability analyses were carried out on a large set of masonry buildings representative of the Portuguese housing stock, which led to the development of rapid methods for seismic assessment as an alternative to the reference method defined in the European standard. The proposed methods allow the seismic assessment of masonry buildings with flexible floors, without explicit numerical analysis, using only geometric parameters (Method II).

Palavras-chave: Edifícios existentes de alvenaria / Pavimentos flexíveis / / Avaliação sísmica / Métodos expeditos Keywords: Existing masonry buildings / Flexible floors / Seismic assessment / / Rapid methods

Vasco Bernardo

Bolseiro de Doutoramento Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal vbernardo@lnec.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal alf@lnec.pt

Aníbal Costa

Professor Catedrático Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal agc@ua.pt

José Manuel Catarino

Investigador-Coordenador Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal jmcatarino@lnec.pt

Paulo X. Candeias

Investigador Auxiliar Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal pcandeias@lnec.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.

BERNARDO, V. [et al.] – Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 99-112.

1 Introdução

Com a entrada em vigor do Decreto-Lei n.º 95/2019 de 18 de julho [1], que estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas, passa a ser obrigatória a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes de acordo com a Portaria n.º 302/2019 de 12 de setembro [2].

Face às novas exigências regulamentares, o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) em conjunto com a SPES (Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica) e no âmbito da tese de doutoramento do primeiro autor, com data de entrega prevista para 2021, desenvolveu métodos expeditos para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria, à luz da atual versão da NP EN 1998-3:2017 [3]. Neste contexto, a avaliação sísmica de edifícios existentes, tendo por base o método de referência preconizado na NP EN 1998-3:2017, nomeadamente o disposto no Anexo C para edifícios de alvenaria, poderá ser uma alternativa quando for cumprido o conjunto de requisitos e condições infra apresentadas, que validam a aplicabilidade dos métodos expeditos propostos no presente documento.

Os procedimentos utilizados no desenvolvimento dos métodos expeditos envolvem o cálculo numérico e analítico de um conjunto de edifícios, recorrendo a análises probabilísticas de vulnerabilidade sísmica e a estudos de fiabilidade (Ferry Borges e M. Castanheta [4]), válidos para todo o território nacional. Os métodos propostos – Método I e II – permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos e flexíveis, sem recurso a análises numéricas e recorrendo apenas a parâmetros geométricos e às propriedades mecânicas das paredes de alvenaria. Ambos os métodos asseguram igual nível de fiabilidade estrutural para diferentes perigosidades sísmicas, diferindo no nível do conhecimento da estrutura e/ou nos respetivos parâmetros de avaliação, conduzindo a resultados mais ou menos conservativos.

Os métodos de avaliação propostos no presente documento destinam-se exclusivamente à avaliação da segurança de edifícios de alvenaria com comportamento flexível no seu plano, podendo informação referente à avaliação de edifícios com comportamento rígido no plano ser consultada na nota técnica publicada na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas nº 14 da série III (Bernardo et al. [5]).

2 Disposições gerais

2.1 Objeto e campo de aplicação

O presente documento define os requisitos para a aplicação de métodos expeditos na avaliação sísmica de edifícios existentes de alvenaria com pavimentos flexíveis. As metodologias propostas são válidas para todo o território nacional e para a ação sísmica tipo 1 (afastada) e tipo 2 (próxima) definidas na NP EN 1998-1:2010 [6] não podendo ser extrapoladas para outros tipos de ações, estruturas ou pavimentos, ou ainda para efeitos de dimensionamento de estruturas novas ou reforçadas.

Tabela 1 Resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III

	Requisitos	Parâmetros de avaliação	Modelo estrutural	
Método III	Geometria do edifício Espessura das paredes	Avaliação global: Deslocamento no topo para 80% da força máxima	Modelo não-linear de comportamento global	
	Peso da estrutura	Avaliação elemento a elemento: Resistência máxima em flexão e/ou corte	Análise Linear	
Método II	Propriedades dos materiais	Coeficiente sísmico	Opcional	
	Geometria do edifício			
Método I	Espessura das paredes	Área de paredes relativamente à área dos pisos	N/D	
	Resistência inicial ao corte			

2.2 Enquadramento dos procedimentos de avaliação sísmica

A avaliação estrutural dos edifícios poderá ser realizada através de quatro metodologias que apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade, designados por Métodos I, II, III e IV. A escolha do método de avaliação dependerá da classe de importância do edifício, das condições geotécnicas locais, da interação com edifícios adjacentes, do número de pisos e da regularidade estrutural.

Os métodos expeditos (Método I e Método II), apresentados no capítulo 4, foram desenvolvidos à luz do método de referência preconizado na NP EN 1998-3:2017 (Método III) e com procedimentos do Método IV (análises probabilísticas), de forma a que os resultados das avaliações sejam conservativos, em função dos parâmetros de avaliação, e apresentem conformidade com as disposições regulamentares. Para informações adicionais recomenda-se a leitura do documento referente à avaliação de edifícios com comportamento rígido no plano (Bernardo et al. [5]).

A Tabela 1 apresenta o resumo dos principais requisitos e parâmetros de avaliação para os Métodos I, II e III.

3 Domínio de aplicação

Os edifícios avaliados pelos métodos expeditos obedecem a um conjunto de princípios e requisitos, de forma a garantir não só a validade das metodologias utilizadas como também a segurança estrutural perante a ação sísmica, de acordo com o disposto na NP EN 1998-3:2017. A Tabela 2 resume os princípios e critérios de aplicabilidade para a utilização dos métodos de avaliação expeditos (Método I e Método II) para edifícios com pavimento flexível e pelo método de referência da NP EN 1998-3:2017 (Método III).

3.1 Princípios base para a avaliação expedita

As metodologias propostas são válidas apenas para análises de comportamento sísmico no plano das paredes de edifícios isolados ou dispostos em banda. Em qualquer dos casos admissíveis e de acordo com o estabelecido na NP EN 1998-3:2017, os colapsos para fora do plano não estão contemplados. No entanto, deve ser

assegurado um comportamento monolítico (box behaviour) das estruturas.

3.2 Requisitos para aplicação dos métodos expeditos

3.2.1 Requisitos gerais e geotécnicos

Os métodos expeditos (Método I e II) de avaliação presentes no presente documento destinam-se exclusivamente a edifícios de habitação em alvenaria com pavimentos flexíveis, até cinco pisos acima da cota de soleira e área em planta até 350 m², pertencentes à classe de importância para edifícios I e II, conforme definido na NP EN 1998 1:2010.

Os métodos expeditos são aplicáveis apenas a edifícios que se encontrem fundados em terrenos dos tipos A, B ou C, de acordo com o definido na NP EN 1998-1:2010. Para informações adicionais relativamente aos requisitos geotécnicos a cumprir para a utilização dos métodos expeditos, consultar Bernardo *et al.* [5] (secção 3.2.3).

3.2.2 Requisitos estruturais e arquitetónicos

As metodologias expeditas são válidas para todas as alvenarias tradicionais quando se verifique o comportamento flexível dos pavimentos — diafragma flexível. Entende-se por pavimentos flexíveis aqueles cuja resistência e rigidez no plano não garantam um comportamento de diafragma rígido para ações sísmicas. Por exemplo, os edifícios com pavimentos em madeira não rigidificados, onde a ligação entre estes e as paredes de suporte seja insuficiente ou inexistente para permitir deslocamentos uniformes ao nível do piso. Os edifícios com lajes em betão armado onde também se verifique uma ligação insuficiente ou inexistente aos elementos de suporte, deverão ser analisados com comportamento flexível no plano.

Os métodos que se apresentam são também aplicáveis a edifícios com outro tipo de pavimento, quando não se verifique o comportamento rígido no plano e/ou um comportamento monolítico do conjunto das paredes resistentes às forças horizontais. No entanto, salienta-se que, no caso de edifícios com diafragmas horizontais flexíveis, os mecanismos locais para fora do plano são

 Tabela 2
 Princípios e critérios gerais de aplicabilidade para os métodos de avaliação I, II e III

Critérios de aplicabilidade	Método I e II	Método III
Tipo de alvenaria	Alvenaria tradicionais	Todas
Mecanismos admissíveis	No plano	No plano (*)
Tipo de pavimento	Flexível	Todos
Classe de importância	l e II	Todas
Número de pisos	até cinco pisos	Sem limite
Área em planta	até 350 m²	Sem limite
Disposição do edifício	Isolado ou em banda	Omisso
Regularidade estrutural	Sim	Opcional (**)
Interação entre edifícios	ver restrição em 3.2.2	Sem restrição
Condições geotecnias locais	Restringido aos solos Tipo A, B e C (NP EN 1998-1:2010)	Todos de acordo com a NP EN 1998-1:2010
Sistema de fundação	Fundação rígida	Omisso
Estado limite verificado	Danos severos (SD)	Limitação de Danos (DL) Danos Severos (SD) Colapso Iminente (NC)

^{*} A atual versão da NP EN 1998-3:2017 não prevê mecanismos de colapso de edifícios para fora do plano.

suscetíveis de ocorrer para ações horizontais, devendo o derrube das paredes estar adequadamente restringido e assegurando-se, sempre que possível, o comportamento mais próximo de *box behaviour*.

As metodologias expeditas são válidas para edifícios isolados ou em banda. Para edifícios isolados deverão ser analisadas as duas direções ortogonais, sendo a avaliação condicionada pela direção de menor resistência às forças sísmicas horizontais. No caso de edifícios em banda, a verificação poderá ser realizada apenas na direção paralela às fachadas, desde que se verifique a existência de paredes meeiras ou de empena sem aberturas e contínuas em toda a altura do edifício.

As disposições regulamentares das NP EN 1998-1:2010 e NP EN 1998-3:2017 relacionadas com a regularidade estrutural em planta e em altura dos edifícios são também exigidas na avaliação pelos métodos expeditos. Pretende-se garantir nos métodos expeditos comportamentos sísmicos mais regulares em planta, sem rotações dos pisos que originem deformações excessivas nas paredes extremas ou diferenças substanciais de rigidez e resistência entre paredes de pisos sucessivos, evitando-se situações de irregularidade em altura. Para os edifícios em que não se verifique aquelas disposições de regularidade estrutural, a adoção dos métodos expeditos não é aplicável, sendo necessário recorrer ao método de referência (Método III) proposto pela NP EN 1998-3:2017.

Relativamente à interação entre edifícios adjacentes, deverá ser verificado o alinhamento entre o pavimento de edifícios contíguos, sendo os métodos expeditos válidos quando não se verificar um

desnível entre lajes superior a 2/3 da espessura da parede meeira $\left(\Delta h \leq \frac{2}{3}t\right)$, conforme ilustrado na Figura 1.

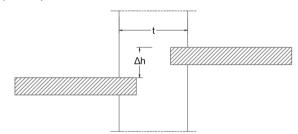


Figura 1 Requisito construtivo entre edifícios contíguos para a aplicação dos métodos expeditos

4 Descrição dos métodos expeditos de avaliação

Nesta secção apresenta-se os procedimentos gerais e a avaliação através dos métodos expeditos (Métodos I e II).

4.1 Síntese

Os métodos expeditos foram desenvolvidos ao abrigo da atual versão da NP EN 1998-3:2017 e NP EN 1998-1:2010, com o objetivo

^{**} Em função do tipo de análise adotada de acordo com NP EN 1998-3:2017.

de avaliar os edifícios de alvenaria de forma relativamente simples, desde que sejam cumpridos todos os requisitos enumerados na Tabela 2. Para o efeito, e no âmbito da Tese de doutoramento do primeiro autor, foi realizado um levantamento da geometria de cerca 100 edifícios existentes de alvenaria, permitindo construir uma base de dados que teve na origem no desenvolvimento dos métodos expeditos. Os edifícios foram analisados pelo método global preconizado na NP EN 1998-1:2010, recorrendo a análises estáticas não lineares a um conjunto de 9000 edifícios, com variação nas características mecânicas dos materiais, cobrindo assim uma vasta gama de valores admissíveis. Informações adicionais podem ser consultadas em Bernardo et al. [5].

4.2 Procedimentos gerais

A aplicação dos métodos expeditos (Métodos I e II) só é valida se, para além dos requisitos gerais apresentados na Tabela 2, forem asseguradas as seguintes disposições:

- A força de corte basal deverá ser calculada com base nas paredes resistentes, solicitadas na direção da ação sísmica. Por exemplo, no caso de edifícios em banda, com a ação sísmica a atuar na direção paralela às fachadas, as paredes que entram para o cálculo efetivo da resistência do edifício são aquelas que se encontram paralelas a esse mesmo plano.
- No cálculo da resistência do edifício à ação sísmica é aconselhável que as paredes a considerar para o efeito sejam continuas, desde a fundação até ao último piso. Quando tal não for verificado, deve-se proceder da seguinte forma (ver Figura 2):
 - Paredes demolidas no piso térreo (caso tipo 1): os restantes troços de paredes, que se encontrem na mesma prumada da parede demolida, deverão ser considerados como cargas distribuídas sobre os elementos resistentes adjacentes e contabilizados para o cálculo da massa da estrutura. Para a avaliação da segurança ao nível de cada piso, as paredes na mesma prumada do troço demolido não deverão ser incluídas na resistência;
 - ii) Paredes demolidas em pisos intermédios (caso tipo 2):
 a avaliação da segurança ao nível do piso onde a parede foi demolida e nos pisos superiores não deve incluir a

- resistência das paredes que estejam na mesma prumada, contribuindo apenas com o seu peso. Por outro lado, quando se verificar a sua continuidade nos pisos inferiores, é permitido contabilizar a sua resistência para a avaliação;
- iii) Paredes demolidas no último piso (caso tipo 3): a avaliação do último piso será realizada sem a parede demolida, enquanto nos pisos inferiores as paredes pertencentes à mesma prumada podem ser incluídas na avaliação.
- Deverá ser verificada em altura do edifício a continuidade de paredes mestras, paredes de fachada, paredes de núcleo de escadas/elevadores, paredes de saguão ou paredes meeiras ou empena, não sendo permitida a utilização dos métodos expeditos no caso em que sejam executadas demolições parciais ou totais das mesmas. A avaliação pelos métodos expeditos não permite contabilizar as resistências de paredes tipo tabique com espessura inferior a 0.15m.
- A massa utilizada na determinação do coeficiente sísmico deverá ser devidamente contabilizada, considerando os elementos principais, secundários e sobrecargas. Para o efeito deverá ser empregue a combinação sísmica de ações (Bernardo et al. [5] secção 4.2.3.2 expressão (9)), de acordo com a NP EN 1990:2009 [7] e NP EN 1998-1:2010.
- As cargas verticais gravíticas transmitidas às paredes resistentes poderão ser estimadas através de modelos de cálculo simplificados. Na presença de pavimentos em madeira que verifiquem o disposto na secção 3.2.2, a carga a considerar deverá ser distribuída de acordo com as paredes que suportam o vigamento desse piso. No caso de lajes em betão armado nas duas direções poderão ser consideradas linhas de rotura a 45 °.
- As propriedades médias dos materiais a utilizar na avaliação da segurança pelo Método II deverão ser obtidas através de ensaios in situ, divididas pelo respeito coeficiente de confiança (CF) associado ao nível de conhecimento (KL) adquirido para a estrutura. Na ausência de resultados, deverão ser utilizadas as resistências mínimas da Tabela 3, divididas pelo nível de conhecimento limitado KL1 (CF = 1,35). No caso do Método I, deverão ser consideradas as propriedades mínimas divididas pelo coeficiente de confiança para a nível de conhecimento limitado KL1 (CF = 1,35).

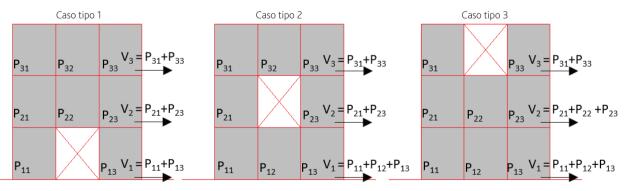


Figura 2 Representação esquemática das paredes a considerar na avaliação em caso de demolições parciais

Tabela 3 Exemplos de propriedades de alguns tipos de alvenaria (Candeias et al. [8])

Tipo de alvenaria	<i>f_c</i> (MPa)	$f_{_t}$ (MPa)	<i>f</i> _{v0} (MPa)	<i>E</i> (MPa)	G (MPa)	w (kN/m³)
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras irregulares distribuídas de forma errática	1,1 a 1,9	0,03 a 0,05	-	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2,0 a 3,0	0,05 a 0,08	-	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2,6 a 3,8	0,08 a 0,11	-	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1,4 a 2,2	0,05 a 0,06	-	1100	400	13 a 16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)	2,0 a 3,2	-	0,10 a 0,19	1400	500	13 a 16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6,0 a 8,0	-	0,19 a 0,25	2800	900	22
Alvenaria de tijolo maciço com argamassa à base de cal	2,5 a 3,4	0,09 a 0,14	0,13 a 0,19	1500	500	18
Alvenaria de tijolo perfurado (índice de furação vertical < 40%) com argamassa à base de cimento e cal	4,9 a 8,1	-	0,24 a 0,32	4600	1100	15

Nota: f_c é a resistência à compressão, f_c é a resistência à tração, f_{so} é a resistência inicial ao corte para esforço axial nulo (coesão do modelo Mohr-Coulomb), E é o módulo de elasticidade, G é o módulo de distorção, e w é o peso volúmico.

Tabela 4 Valores do coeficiente sísmico global exigidos (CS_e) para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício

Zor	na		1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			5 pisos	
sísmica		Solo A	Solo B	Solo C												
Φ	1.1	0,31	0,42	0,49	0,28	0,37	0,43	0,27	0,35	0,39	0,26	0,32	0,36	0,25	0,30	0,33
tinent	1.2	0,24	0,34	0,40	0,23	0,31	0,36	0,22	0,29	0,33	0,21	0,27	0,31	0,20	0,26	0,29
Sismo Afastado Continente	1.3	0,17	0,25	0,30	0,16	0,23	0,27	0,16	0,22	0,26	0,16	0,21	0,25	0,16	0,21	0,24
Afasta	1.4	0,13	0,19	0,23	0,13	0,18	0,22	0,12	0,17	0,21	0,12	0,17	0,20	0,12	0,17	0,20
sismo,	1.5	0,06	0,10	0,12	0,06	0,10	0,12	0,06	0,10	0,12	0,06	0,10	0,12	0,06	0,10	0,12
01	1.6	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06
Açores	2.1	0,33	0,44	0,51	0,29	0,39	0,45	0,23	0,30	0,34	0,17	0,23	0,27	0,14	0,19	0,22
Açı	2.2	0,29	0,39	0,46	0,26	0,34	0,40	0,20	0,27	0,31	0,15	0,20	0,24	0,12	0,16	0,19
kimo	2.3	0,29	0,40	0,46	0,27	0,35	0,39	0,21	0,28	0,31	0,15	0,21	0,24	0,12	0,17	0,20
Sismo Próximo Continente	2.4	0,18	0,26	0,32	0,17	0,24	0,29	0,14	0,19	0,23	0,10	0,14	0,17	0,07	0,11	0,13
Sism	2.5	0,14	0,20	0,25	0,13	0,19	0,23	0,10	0,15	0,19	0,07	0,11	0,13	0,05	0,08	0,10

Nota: os valores apresentados consideram a verificação da segurança para um período de retorno de 308 anos.

4.3 Avaliação através dos métodos expeditos

4.3.1 Avaliação da segurança pelo Método II

O Método II permite a avaliação da segurança à ação sísmica através do coeficiente sísmico da estrutura. Para um determinado edifício existente, a estrutura verifica a segurança se, ao nível de cada piso j, a capacidade resistente do edifício estimada em termos de coeficiente sísmico $(CS_{c,j})$ for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido $(CS_{c,j})$, de acordo com a expressão (1):

$$CS_{C,j} \ge CS_{E,j} \tag{1}$$

4.3.1.1 Exigência estrutural relativamente à ação sísmica

Os valores do coeficiente sísmico exigido (CS_{ε}) são apresentados na Tabela 4, em função do número de pisos, zona sísmica e tipo de terreno. Os valores do coeficiente sísmico a considerar ao nível de cada piso (CS_{ε_i}) , deverão ser corrigidos por um coeficiente η_j , cujos valores são definidos na Tabela 5, através da expressão (2):

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \tag{2}$$

Tabela 5 Valores do coeficiente η_j em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

D'a	Número de pisos do edifício											
Piso	5	4	3	2	1							
5	0,45	-	_	_	-							
4	0,60	0,50	-	-	-							
3	0,75	0,70	0,70	-	-							
2	0,90	0,85	0,85	0,85	-							
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00							

4.3.1.2 Capacidade resistente do edifício relativamente à ação sísmica

A avaliação da capacidade resistente do edifício pelo Método II tem em conta a possibilidade das paredes desenvolverem três tipos de mecanismos no plano: flexão $V_{\it filk}$ corte diagonal $V_{\it cdk}$ e deslizamento $V_{\it clk}$. O coeficiente sísmico medido CS é definido pelo quociente entre a resistência horizontal de um piso $V_{\it H,j}$ e o peso total do edifício $W_{\it E}$, correspondente à combinação sísmica de ações, e calculado de acordo com o disposto em Bernardo et al. [5] (secção 4.2.3.2 – expressão (4)). Este valor deverá ser corrigido, de acordo com a expressão (3), para ter em conta a redistribuição das forças de inércia e efeitos não lineares na estrutura – coeficiente sísmico resistente $CS_{\it E}$ – para comparação com a exigência $CS_{\it E}$ (Tabela 4).

$$CS_{C} = \begin{cases} \alpha \cdot CS^{(1-1,50\cdot CS)}, & CS \leq 0,825\\ CS_{C,máx}, & CS > 0,825 \end{cases}$$
(3)

Os valores do coeficiente α e $CS_{C,m\acute{a}x}$ a adotar na expressão (3) são apresentados na Tabela 6 em função do número total de pisos do edifício acima do solo. Em alternativa, podem ser utilizados os ábacos propostos na Figura 3 para determinar o coeficiente sísmico resistente CS_C

Tabela 6 Valores admissíveis de α e $CS_{C,m\acute{a}x}$ em função do número total de pisos do edifício

	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos
α	0,35	0,40	0,43	0,45	0,46
CS _{C,máx}	<u>0,36</u> (±0,05)	<u>0,42</u> (±0,03)	<u>0,45</u> (±0,02)	<u>0,46</u> (±0,01)	<u>0,47</u> (±0.01)

Nota: a sublinhado os valores recomendados para a determinação do $CS_{C,max}$

4.3.2 Avaliação da segurança pelo Método I

O Método I permite a avaliação da segurança à ação sísmica através da relação entre a área de paredes na direção da ação sísmica e a área do piso. Para um determinado edifício existente, a estrutura verifica a segurança se, ao nível de cada piso j, o quociente entre a área de paredes na direção da ação sísmica $(A_{p_{jo},j})$ for igual ou superior às exigências definidas na Tabela 7, de acordo com a seguinte expressão (4):

$$\frac{A_{PC,j}}{A_{piso,j}} \ge \frac{\alpha_{E}}{\beta} \tag{4}$$

em que:

- $\alpha_{_{\it E}}$ relação entre a área de paredes exigida e área do piso, em função da zona sísmica, número de pisos e tipo de solo (ver Tabela 7);
- β fator de correção para a tensão de corte inicial (coesão), dado por:

$$\beta = \frac{f_{v0,min}}{\frac{1,35}{0,10 \text{ MPa}}} \le 2,0 \tag{5}$$

O valor mínimo da coesão $f_{vo,min}$ pode ser obtido de acordo com a Tabela 3, em função do tipo de parede. Na realização de ensaios experimentais às paredes de alvenaria, o valor a adotar deverá ser o valor médio dividido pelo coeficiente de confiança referente ao nível de conhecimento adquirido para a estrutura. Na existência de vários tipos de paredes, poderá ser admitida uma tensão média ponderada:

$$f_{v0,med} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (A_i \cdot f_{v0,min})}{\sum_{i=1}^{n} A_i} \le 0,20 \text{ MPa}$$
 (6)

A verificação do edifício ao nível de cada piso poderá realizada considerando as exigências $\alpha_{_{\it E}}$ da Tabela 7 corrigidas pelo coeficiente $\eta_{_{\it P}}$ definidos na Tabela 5, e de acordo com a seguinte expressão:

$$\alpha_{\ell,j} = \alpha_{\ell} \cdot \eta_{j} \tag{7}$$

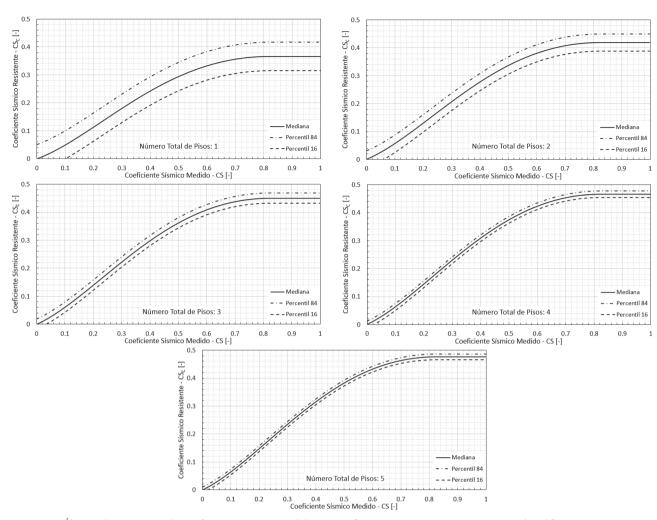


Figura 3 Ábacos de conversão do coeficiente sísmico medido em coeficiente sísmico resistente no caso de edifícios com pavimento flexível avaliados pelo Método II

Tabela 7 Valores de α_{E} para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício

Zona	1		1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			5 pisos	
sísmic	a	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C
nte	1.1	0,26	0,35	0,41	0,23	0,31	0,35	0,21	0,26	0,30	0,19	0,24	0,27	0,18	0,22	0,25
Continente	1.2	0,20	0,28	0,33	0,19	0,25	0,29	0,17	0,22	0,25	0,16	0,20	0,23	0,15	0,19	0,22
lo Co	1.3	0,14	0,21	0,25	0,13	0,19	0,22	0,12	0,17	0,20	0,12	0,16	0,18	0,11	0,15	0,17
Sismo Afastado	1.4	0,11	0,16	0,20	0,10	0,15	0,18	0,09	0,13	0,16	0,09	0,13	0,15	0,08	0,12	0,14
no Af	1.5	0,05	0,08	0,10	0,05	0,08	0,10	0,05	0,07	0,09	0,05	0,07	0,09	0,04	0,07	0,08
Sisn	1.6	0,02	0,04	0,05	0,02	0,04	0,05	0,02	0,04	0,04	0,02	0,03	0,04	0,02	0,03	0,04
Açores	2.1	0,28	0,37	0,43	0,23	0,31	0,36	0,17	0,23	0,26	0,13	0,17	0,20	0,10	0,13	0,16
Aço	2.2	0,24	0,33	0,38	0,20	0,27	0,32	0,15	0,20	0,24	0,11	0,15	0,18	0,08	0,12	0,14
o o nte	2.3	0,24	0,33	0,38	0,21	0,28	0,32	0,16	0,21	0,24	0,11	0,16	0,18	0,09	0,12	0,14
Sismo Próximo Continente	2.4	0,15	0,22	0,27	0,13	0,19	0,23	0,10	0,14	0,17	0,07	0,10	0,13	0,05	0,08	0,10
Cor	2.5	0,11	0,17	0,21	0,10	0,15	0,18	0,08	0,11	0,14	0,05	0,08	0,10	0,04	0,06	0,08

5 Exemplo de aplicação

Nesta secção exemplifica-se a aplicação do método global preconizado no Anexo C da NP EN 1998-3:2017 (Método III) e dos métodos expeditos propostos (Método I e II), na avaliação sísmica de um edifício de alvenaria com pavimento flexível.

5.1 Descrição do edifício

Pretende-se realizar a avaliação sísmica de um edifício existente com pavimentos flexíveis, localizado em Lisboa. O edifício, em banda, destina-se a habitação, sendo constituído por cinco pisos acima do solo, com pé-direito de 3,0 m e altura total de 15,0 m. A área de implantação é de 156,25 m² (12,5 m \times 12,5 m). O edifício encontra-se fundado num terreno tipo B.

A estrutura do edifício é constituída por paredes de alvenaria de tijolo, onde apoia o pavimento com comportamento de diafragma flexível. As paredes das fachadas são a duas vezes de tijolo maciço (0,47 m), as paredes interiores resistentes entre alojamentos, núcleos de escada e empenas a uma vez (0,23 m) em tijolo maciço, e as paredes interiores divisórias a meia vez em tijolo furado (0,11 m), conforme a planta representada na Figura 4. Considera se que não existe variação da espessura das paredes em altura e que os mecanismos locais para fora do plano estão impedidos de ocorrer.

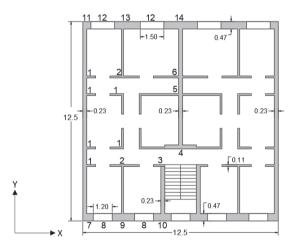


Figura 4 Planta tipo do edifício a avaliar

A título de exemplo, considerou-se as propriedades mecânicas das alvenarias apresentadas na Tabela 8. Admitiu-se que a informação recolhida acerca do edifício e os ensaios realizados *in situ*, permite

adotar um nível de conhecimento integral (KL = 1,00).

5.2 Avaliação pelo Método III

A avaliação sísmica do edifício, de acordo com o disposto no Anexo C da NP EN 1998-3:2017 (C.4.1), foi realizada através de um modelo numérico tridimensional com recurso à formulação por macro elementos, disponível no software de análise estrutural *TreMuri* [9].

A avaliação da segurança pelo método de referência (Método III), é uma avaliação global que consiste em determinar a capacidade da estrutura em termos de deslocamento na cobertura (deslocamento alvo) e de resistência lateral na base, medida através do esforço transverso. Para o efeito, foram realizadas análise estáticas não lineares nas duas direções principais para obter as respetivas curvas de capacidade. O deslocamento último (D_{ν}) a considerar deverá ser o deslocamento correspondente a 80% do corte basal máximo. Na Figura 5 apresentam-se as curvas de capacidade do edifício nas duas direções principais e a respetiva bilinearização.

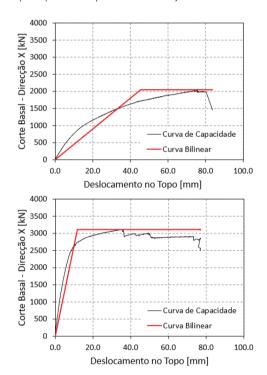
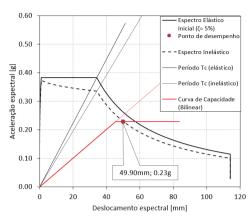


Figura 5 Curva de Capacidade do edifício nas direções principais

Tabela 8 Propriedades mecânicas das alvenarias

Material	Módulo de elasticidade (<i>E</i>) [GPa]	Módulo de distorção (<i>G</i>) [GPa]	Resistência à compressão ($f_{_k}$) [MPa]	Resistência ao corte $(f_{_{ extsf{v0k}}})$ [MPa]	Coeficiente de atrito (μ) [-]	Peso volúmico (γ) [kN/m³]
Alvenaria tijolo maciço	2,00	0,84	4,00	0,20	0,40	18,0
Alvenaria tijolo furado	1,50	0,63	3,00	0,20	0,40	15,0



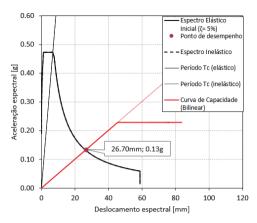


Figura 6 Pontos de Desempenho para a direção X, solo B e zona sísmica 1.3 e 2.3, respetivamente

Os pontos de desempenho foram determinados pelo *Método N2*, sugerido na NP EN 1998-1:2010, para a ação sísmica regulamentar (próxima e afastada). Tendo em conta que o edifício pertence à classe de importância II (edifícios correntes), deverá ser verificado o estado limite de danos severos (SD), o que corresponde a um período de retorno de 308 anos, ou seja, com probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

A verificação da segurança à ação sísmica é garantida se o ponto de desempenho, definido na curva de capacidade da estrutura, em particular para o estado limite SD, for inferior a 75% do deslocamento último (*D*.). Na Figura 6 apresenta-se os pontos de

desempenho na direção X (paralela às fachadas), para o solo tipo B e para a zona sísmica 1.3 e 2.3, onde é verificada a segurança para ambas as zonas.

A verificação da segurança foi também efetuada admitindo que o edifício se encontra em diferentes zonas sísmicas. A Tabela 9 apresenta a avaliação do edifício na direção principal mais condicionante (direção X), para as diferentes zonas sísmicas do país, considerando o solo tipo B. O edifício analisado verifica a segurança para todos as zonas do continente, à exceção das zonas 1.1 e 1.2 (assinaladas a vermelho), caraterizadas por uma perigosidade sísmica maior.

Tabela 9 Avaliação sísmica na direção X pelo Método III para diferentes zonas sísmicas do país e solo B

Delegenerate					;	Zona sísmio	ca				
Deslocamento	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
Capacidade [mm]						62,0 (*)					
Exigido [mm]	81,0	66,9	49,9	35,0	21,0	12,2	38,6	32,2	26,7	17,9	13,1

(*) Estado limite de danos severos (SD) de acordo com a NP EN 1998-3:2017 para edifícios correntes.

5.3 Avaliação pelos métodos expeditos

A aplicação dos métodos expeditos pressupõe o cumprimento dos critérios da Tabela 2 e os procedimentos gerais definidos na secção 4.2, nomeadamente relacionados com a classe de importância, número de pisos, regularidade estrutural, interação com edifícios adjacentes e condições geotecnias locais.

De acordo com o enunciado, o edifício tem cinco pisos, área em planta inferior a 350 m², destina-se a habitação (classe de importância II) e encontra-se fundado em terreno tipo B.

Em relação à regularidade em planta e altura, o edifício apresenta uma configuração geométrica compacta, sem recuos ou avanços em altura, e uma distribuição de massa e rigidez aproximadamente simétrica nas duas direções. A planta do edifício é quadrangular com esbelteza $\lambda = 1,0$. Deste modo o edifício satisfaz os critérios de regularidade estrutural dispostos em 4.2.3 da NP EN 1998-1:2010.

O edifício encontra-se disposto em banda, sendo que os desníveis entre os respetivos pavimentos e os dos edifícios contíguos é inferior ao limite definido na secção 3.2.2. Assim sendo, estão reunidas as condições necessárias para a aplicabilidade dos métodos expeditos I e II.

5.3.1 Avaliação pelo Método II

A avaliação da segurança pelo método II é definida através de um coeficiente sísmico exigido (CS_{ε}), apresentado na Tabela 4, associado a diferentes sismicidades e condições geotécnicas. A capacidade resistente do edifício é também expressa em termos de um coeficiente sísmico resistente (CS_{c}) que contabiliza os vários mecanismos de rotura que possam ocorrer nas paredes, nomeadamente, flexão ($V_{flk,i}$), corte diagonal ($V_{cdk,i}$) e deslizamento ($V_{clk,i}$).

A massa do edifício foi estimada para a combinação sísmica de ações, considerando uma sobrecarga de utilização de 2,0 kN/m², obtendo-se uma massa aproximada em cada piso de 170 toneladas. Tendo em conta que a direção X é condicionante, a verificação da segurança é exemplificada apenas nessa direção. Para efeito foi considerada uma tensão média de compressão nas paredes de 0,07 MPa em cada piso.

Considerando a geometria do edifício definida na planta da Figura 4 e as propriedades mecânicas das alvenarias, apresenta-se na Tabela 10 a resistência das paredes para os vários mecanismos e o respetivo coeficiente sísmico ao nível da base.

A Tabela 11 apresenta a verificação da segurança para a zona sísmica onde se encontra o edifício (1.3 e 2.3) e admitindo a sua localização nas restantes zonas do continente, observando-se a concordância

Tabela 10 Coeficiente Sísmico Resistente ao nível da base na direção X (C_{sc}) pelo Método II

Parede i	Partes iguais	t [m]	<i>L</i> [m]	<i>H</i> [m]	V _{flk} [kN]	V _{cdk} [kN]	V _{clk} [kN]	V _{min} [kN]	Mecanismo condicionante	$\sum_{i}V_{\min}$ [kN]	<i>V_{rd}</i> [kN]	cs [-]
1	12	0,11	0,75	3	6,5	24,3	28,1	6,5	Flexão	77,9		
2	4	0,11	1,85	3	39,5	59,9	69,2	39,5	Flexão	158,0		
3	2	0,11	0,70	3	5,7	22,7	26,2	5,7	Flexão	11,3		
4	1	0,16	5,25	3	450,3	361,0	278,0	278,0	Corte	278,0		
5	1	0,11	5,25	3	318,1	255,0	196,4	196,4	Corte	196,4		
6	1	0,11	3,45	3	137,4	167,6	129,0	129,0	Corte	129,0		
7	2	0,47	0,75	3	27,7	103,8	119,9	27,7	Flexão	55,5	2470	0,23
8	4	0,47	1,20	1	0,0	169,2	112,8	112,8	Corte	451,2	2470	0,23
9	2	0,47	1,40	3	96,7	193,7	223,7	96,7	Flexão	193,3		
10	2	0,47	1,10	3	59,7	152,2	175,8	59,7	Flexão	119,3		
11	2	0,47	0,55	3	14,9	76,1	87,9	14,9	Flexão	29,8		
12	2	0,47	1,50	1	0,0	211,5	141,0	141,0	Corte	282,0		
13	2	0,47	1,65	3	134,3	228,3	263,7	134,3	Flexão	268,5		
14	1	0,47	2,10	3	217,5	305,1	335,6	217,5	Flexão	217,5		

Tabela 11 Avaliação sísmica na direção X pelo Método II para diferentes zonas sísmicas do país e solo B

Coeficiente Sísmico	Zona sísmica										
[-]	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
Capacidade (CS _c)						0,23 (*)				,	
Exigido (CS _E)	0,30	0,26	0,21	0,17	0,10	0,05	0,19	0,16	0,17	0,11	0,08

^(*) Estado limite de danos severos de acordo com a NP EN 1998-3:2017 para edifícios correntes.

Tabela 12 Coeficiente Sísmico Resistente no piso j para a direção X (CS_{c,i}) e fator de correção η para a exigência sísmica ao nível do piso (CS_{c,i})

Piso j	V [kN]	Massa do edifício [ton]	Coeficiente sísmico global CS _c [-]	Coeficiente sísmico resistente do piso CS _{C,j} [-]	η [-]
1	2470			0,23	1,00
2	2210		0,23	0,20	0,90
3	1925	850		0,17	0,75
4	1600			0,14	0,60
5	1180			0,10	0,45

Tabela 13 Avaliação sísmica na direção X pelo Método II ao nível dos pisos para diferentes zonas sísmicas do continente e solo B

Piso	Coeficiente Sísmico		Zona sísmica									
PISO	[-]	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
1	Capacidade (CS _c)						0,23					
1	Exigido (CS _E)	0,30	0,26	0,21	0,17	0,10	0,05	0,19	0,16	0,17	0,11	0,08
2	Capacidade (CS _c)						0,20					
۷	Exigido (CS _E)	0,27	0,24	0,19	0,15	0,09	0,04	0,17	0,15	0,15	0,10	0,08
3	Capacidade (CS_c)						0,17					
J	Exigido (CS _E)	0,23	0,20	0,16	0,13	0,07	0,04	0,14	0,12	0,13	0,08	0,06
4	Capacidade (CS _c)						0,14					
4	Exigido (CS _E)	0,18	0,16	0,12	0,10	0,06	0,03	0,11	0,10	0,10	0,07	0,05
5	Capacidade (CS _c)						0,10					
J	Exigido (CS _E)	0,14	0,12	0,09	0,08	0,04	0,02	0,08	0,07	0,08	0,05	0,04

^(*) Estado limite de danos severos (SD) de acordo com a NP EN 1998-3:2017 para edifícios correntes

entre a avaliação pelo método expedito II e o método III (Tabela 9).

A avaliação pelo método II permite também verificar a segurança do edifício ao nível de cada piso j, sendo neste caso a exigência em termos de coeficiente sísmico ($CS_{se,j}$) corrigida por um fator η (ver Tabela 5), em função do número total de pisos. O coeficiente sísmico do edifício ao nível de cada piso para a direção principal X é apresentado na Tabela 12.

Na Tabela 13 apresenta-se a avaliação do edifício ao nível de cada piso na direção X e para as diferentes zonas sísmicas do continente.

5.3.2 Avaliação pelo Método I

A avaliação da segurança sísmica pelo Método I consiste em determinar a relação entre a área total de paredes na direção da ação sísmica A_{PC} e a área do piso A_{Piso} , e comparar com as exigências $\alpha_{\scriptscriptstyle E}$ da Tabela 5.

Apresenta-se na Tabela 14 e Tabela 15, respetivamente, os parâmetros necessários para a avaliação pelo Método I e a verificação da

segurança ao nível da base para todos as zonas sísmicas do país, considerando o solo tipo B e a ação sísmica na direção principal X. Considerando que não existe variação da espessura das paredes em altura e que a área de paredes é igual entre pisos, a verificação é efetuada apenas ao nível da base do edifício.

Tabela 14 Parâmetros requeridos para a avaliação da segurança pelo Método I na direção principal X

$A_{_{PC,x}}$ $m{[m^2]}$	$A_{ m {\it Piso}}$ $[{ m m^2}]$	$f_{_{ m v0}}$ [MPa	β [-]	$\frac{A_{PC}}{A_{piso}}$
13,5	156,3	0,20	1,48	0,086

A avaliação da segurança sísmica pelo método expedito II permite verificar, para a estrutura analisada, a concordância entre este e o método de referência (método III). No caso do método I, os resultados são mais conservativos, não sendo verificada a segurança também para a zona sísmica 1.1, 1.2, 1.3 e 2.1.

Tabela 15 Avaliação sísmica na direção X pelo Método I para diferentes zonas sísmicas do continente e solo B

Pis	50	Zona sísmica										
FI	50	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
1	Capacidade $rac{A_{PC,x}}{A_{Piso}}$						0,086					
	Exigido $\frac{\alpha_{\it E}}{\beta}$	0,151	0,128	0,100	0,080	0,045	0,022	0,091	0,079	0,082	0,053	0,041

^(*) Estado limite de danos severos (SD) de acordo com a NP EN 1998-3:2017 para edifícios correntes.

Agradecimentos

Trabalho realizado no âmbito da Tese de Doutoramento financiada pela Fundação para Ciência e Tecnologia (FCT) - PD/BD/135325/2017.

Referências

- [1] "Decreto-Lei n.o 95/2019 (https://dre.pt/pesquisa/-/ search/123279819/details/maximized)." 2019
- [2] "Portaria n.o 302/2019 (https://dre.pt/home/-/ dre/124642991/details/maximized)." 2019.
- [3] "NP EN 1998-3:2017 Eurocódigo 8 Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios." Instituto Português da Qualidade, 2017.
- [4] Ferry Borges, J.; Castanheta, M. "Structural safety." Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Curso 101, 3.ª Edição, Lisboa, Portugal, 1985.
- [5] Bernardo, V.; Campos Costa, A.; Costa, A.; Catarino, J.M.; Candeias, P. "Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos." Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 14, 2020.
- [6] "NP EN 1998-1:2010 Eurocódigo 8 Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios." Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [7] "NP EN 1990:2009 Eurocódigo 0 Bases para o projeto de estruturas." Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [8] Candeias, P.; "General aspects of the application in Portugal of Eurocode 8 Part 3 Annex C (Informative) Masonry Buildings," Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. RPEE série III , n.º 12, Lisbon, Portugal [in Portuguese], 2020.
- [9] Lagomarsino, S.; Penna, A.; Galasco, A.; Cattari, S. "TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings," *Eng. Struct.*, 2013.

Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis Vasco Bernardo, Alfredo Campos Costa, Aníbal Costa, José Manuel Catarino, Paulo X. Candeias



Avaliação do Ciclo de Vida de Edifícios

Buildings Life Cycle Assessment

Ângela Nunes Cristina Cruz

Resumo

A análise de ciclo de vida (ACV) é uma metodologia utilizada para quantificar e avaliar o impacto ambiental de produtos, processos e serviços. O presente artigo irá focar a importância da análise de ciclo de vida dos edifícios, bem como os benefícios proporcionados pelo betão, considerando uma abordagem abrangente ao parque edificado. Serão consideradas as fases de projeto e construção da obra, a utilização da mesma durante o seu tempo de vida útil, as possibilidades de intervenções de reabilitação e renovação, e ainda a demolição e reciclagem dos resíduos.

A análise técnica será enquadrada pelas mais recentes orientações, legislação e normativo, ao nível internacional, europeu e nacional, articulando especificidades do material e soluções construtivas, conjungando potencial de renovação com inovações digitais e tecnológicas, na concretização de uma visão global para a Humanidade rumo à eficiência energética, à neutralidade carbónica e a um futuro sustentável.

Abstract

Life cycle assessment (LCA) is a methodology used to quantify and evaluate the environmental impact of products, processes and services. This article will focus on the importance of the life cycle analysis of buildings, as well as on benefits provided by concrete, considering a comprehensive approach to the building park. Phases of design and construction of the work, the use during its useful life, possibilities of rehabilitation and renovation interventions, and demolition and recycling of waste will be considered.

The technical analysis will be framed by the most recent guidelines, legislation and regulations, at international, European and national level, articulating specificities of the material and constructive solutions, combining potential for renewal with digital and technological innovations, in the realization of a global vision for Humanity towards energy efficiency, carbon neutrality and a sustainable future.

Palavras-chave: Análise de Ciclo de Vida / Betão / Edifício / Construção / / Sustentabilidade

Keywords: Life Cycle Analysis / Concrete / Building / Construction / / Sustainability

rp**ee** | Série III | n.º 16 | julho de 2021

Ângela Nunes

Diretora Executiva do Centro de Desenvolvimento e Aplicações de Cimento da SECIL

Cristina Cruz

Diretora Comercial – Cimento da Cimpor

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.

NUNES, Ângela. [et al.] – Avaliação do Ciclo de Vida de Edifícios. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 113-116.

1 Enquadramento

A resolução da Organização das Nações Unidas (ONU) "Transformar o nosso mundo: Agenda 2030 de Desenvolvimento Sustentável" entrou em vigor a 1 de janeiro de 2016. Consiste numa agenda política com uma ambiciosa visão estratégica de futuro, englobando pessoas, planeta e prosperidade, e materializa-se na definição de 17 objetivos de desenvolvimento sustentável (ODS). Para efeitos do presente artigo sobre avaliação do ciclo de vida de edifícios, importa destacar os seguintes objetivos: "água potável e saneamento" (ODS6), "energias renováveis e acessíveis" (ODS7), "indústria, inovação e infraestruturas" (ODS9), "cidades e comunidades sustentáveis" (ODS11), "produção e consumo sustentáveis" (ODS12) e "ação climática (ODS 13). [1]

Coerente com a missão expressa na Agenda 2030 da ONU, o Pacto Ecológico Europeu apresentado em 2019, visa transformar a União Europeia (UE) num espaço ambiental, económico e social próspero e dinâmico, no qual a inovação, a competitividade e o investimento sustentável coexistam com a neutralidade carbónica, a circularidade e o capital natural, promovendo em simultâneo a saúde e qualidade de vida da população. [2]

O Pacto Ecológico Europeu (PEE) reforça o objetivo da UE de neutralidade carbónica em 2050 e aponta um conjunto de políticas transformadoras da economia da UE, com ações em áreas chave, tais como:

- Aumentar a ambição da UE em matéria de clima para 2030 e 2050: este propósito foi acentuado no Plano para atingir a Meta Climática em 2030 [3] e na Proposta de Regulamento para alcançar a neutralidade climática e alterar a Lei Europeia da Clima [4], que fixam uma meta de redução líquida das emissões de gases com efeito de estufa, na UE, até 2030, de pelo menos 55%, comparativamente a 1990. Os edifícios desempenham um papel chave na persecução deste objetivo, uma vez que são responsáveis por 40% do consumo de energia e 36% das emissões de gases com efeito de estufa relacionadas com a energia da Europa. [5]
- Fornecer energia limpa, segura e a preços acessíveis: o betão em contacto com água potável, as infraestruturas inteligentes, a integração de energias renováveis para consumo nos edifícios e principalmente, o combate à pobreza energética, através da renovação e eficiência energética do edificado são determinantes em matéria de fornecimento sustentável de energia.
- Mobilizar a indústria para a economia circular e limpa: o PEE menciona a indústria cimenteira como indispensável para a economia europeia e a construção como um dos setores cuja transição será objeto do plano de ação para a economia circular. Refira-se a este respeito que a Indústria Cimenteira promove a economia circular logo desde a produção de clínquer, através do coprocessamento em que privilegia a substituição de parte das matérias primas virgens por matérias primas alternativas, tais como resíduos minerais, subprodutos ou materiais secundários, bem como a substituição de combustíveis fósseis convencionais por combustíveis alternativos. [6]
- Construir de forma eficiente em termos de utilização de energia e recursos: a construção, utilização e renovação de edifícios

são vitais para o cumprimento dos objetivos de eficiência energética e clima da UE. A Vaga de Renovação na Europa para tornar os edifícios mais ecológicos, criar emprego e melhorar as condições de vida indica que 85% do parque imobiliário da UE apresenta uma construção anterior a 2001 e que em 2050 ainda existirão entre 85% e 95% dos edifícios atuais. Acrescenta que os edifícios construídos há 20 anos consomem cerca do dobro da energia consumida por edifícios novos semelhantes. É desta forma evidente a importância que a renovação assumirá, quer para a eficiência energética e para neutralidade carbónica em termos ambientais, quer para o conforto, segurança e qualidade de vida das populações. [5]

No sentido de viabilizar os objetivos citados no PEE para 2030, a Comissão Europeia estima a necessidade de um investimento anual suplementar de 260 mil milhões de EUR [2]. Serão fundamentais para assegurar a transição ecológica proposta, os instrumentos de financiamento da UE, os orçamentos nacionais e o investimento do setor privado. De referir a este respeito que o Plano de Recuperação e Resiliência oficialmente entregue por Portugal à Comissão Europeia, destina 610 M€ para eficiência energética de edifícios. [7]

No global, a orientação é clara rumo à ecologização da economia, através de investimentos sustentáveis, investigação e inovação. Nesse enquadramento, a análise do ciclo de vida dos edifícios assume-se como instrumento determinante.

2 Avaliação do ciclo de vida dos edifícios

A "Vaga de Renovação na Europa" visa impulsionar a renovação dos edifícios em prol da neutralidade carbónica, promovendo em simultâneo a recuperação económica da UE. Aborda a eficiência energética e a acessibilidade económica, priorizando o combate à pobreza energética e a intervenção nos edifícios com pior desempenho, bem como a renovação de edificios públicos e infraestruturas sociais. O diploma estipula que para atingir o decréscimo de 55% de emissões de gases com efeito de estufa até 2030, as emissões dos edifícios terão de reduzir 60%, o consumo de energia final dos mesmos 14% e o consumo de energia para aquecimento e arrefecimento 18%. [5]

Ao nível nacional, a Estratégia de Longo Prazo para a Renovação dos Edifícios aborda também a renovação do parque nacional de edifícios, residenciais e não residenciais, públicos e privados, até 2050. O objetivo é a conversão num parque imobiliário descarbonizado e de elevada eficiência energética. Para tal, a estratégia apresenta sete eixos de atuação: Renovação do Edificado, Edifícios Inteligentes, Certificação Energética, Formação e Qualificação, Combate à Pobreza Energética, Informação e Consciencialização e Monitorização. [8]

É assim vital tornar os edifícios energeticamente eficientes e hipocarbónicos. Obter um parque imobiliario climaticamente neutro exigirá renovações sustentáveis, com reutilização e reciclagem de resíduos e materiais. A integração da circularidade ao longo do ciclo de vida do edifício implica a utilização de um material não só sustentável *per si*, mas que também contribua exponencialmente para o desempenho ambiental da solução construtiva, no seu todo e a longo prazo. Um desses materiais é o betão.

De facto, o Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050 expressa o contributo do setor para atingir emissões zero em 2050, na cadeia de valor do cimento e betão, através da abordagem 5C: clínquer, cimento, betão (concrete), construção e (re)carbonatação. [6] Está em consonância com a Agenda 2030, com o Pacto Ecológico Europeu, com o Plano para atingir a Meta Climática, com a Vaga de Renovação na Europa e, ao nível nacional, com o Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050, com o Plano Nacional Energia e Clima 2030 e com a Estratégia de Longo Prazo para a Renovação dos Edifícios. [9].

O Roteiro da Indústria Cimenteira expressa que a tendência será a de maior eficiência na produção. Apresenta também como expectável, o aumento da reciclagem de betão de resíduos de construção e demolição, como matéria prima para produção de cimento e agregados para produção de betão, promovendo a circularidade. Será desenvolvido um esforço para manter o desempenho dos produtos, por optimização da sua utilização, favorecendo-se a pegada de carbono dos mesmos, com repercussões positivas em toda a cadeia construtiva.

Estas ações contribuem para uma construção mais ecológica, com impacto importante na obtenção de edifícios com certificação "verde", por via da redução da respetiva pegada ambiental. Tal será particularmente relevante em contexto de taxonomia e considerando os condicionalismos que se prevêem, relacionados com o financiamento à construção.

No sentido de alcançar maiores reduções de CO₂, é fundamental considerar todo o ciclo de vida dos edifícios, nomeadamente as fase de projeto, construção, utilização e demolição. O betão é um material de construção de excelência, de produção local e durável. A inércia térmica que proporciona é um excelente contributo para a eficiência energética dos edifícios, evitando consumos de energia para aquecimento e arrefecimento dos mesmos. Acresce que a transição digital contribuirá para o desenvolvimento de edifícios inteligentes e para a gestão eficiente de energias renováveis. Este aspeto conjugado com a referida inércia térmica do betão, representará uma mais valia para o objetivo de edifícios com necessidades quase nulas de energia.

Em termos de construção, as estruturas em betão podem ser objeto de vários ciclos de reutilização e renovação e, no final do seu ciclo de vida, o betão é ainda 100% reciclável. Uma demolição e desconstrução cuidadosa, maximiza a absorção de CO₂ no betão. De facto, este é um poderoso sumidouro de CO₂. O Roteiro da Indústria Cimenteira indica que as estruturas e infraestruturas em betão podem, ao longo da sua vida útil, absorver 25% das emissões de CO₂ de processo emitidas durante a produção de cimento.

Em suma, o betão, pelas suas características intrínsecas, pelo potencial de ciclo de vida e impacto significativo no conforto e desempenho energético dos edifícios, está em condições de contribuir de forma decisiva para os objectivos da política ambiental da UE. A indústria cimenteira, quer ao nível nacional, quer ao nível europeu, está fortemente empenhada nesse desígnio.

Nesse sentido, pauta o seu desempenho em conformidade com o normativo referente à avaliação de sustentabilidade dos edifícios e disponibiliza, nas suas declarações ambientais de produto, elementos que contribuem para análises de ciclo de vida, *softwares* de contrução e ferramentas de avaliação.

O foco no ciclo de vida dos edifícios e a utilização de tecnologias digitais e inovadoras no setor da construção, resultará em edifícios eficientes, inteligentes e descarbonizados. O planeamento urbano e a contratação pública sustentável podem dar um contributo inestimável à ecologização do parque edificado, delineando o caminho rumo às cidades inteligentes do futuro.

3 Conclusão

A renovação sustentável de edifícios é essencial para que a UE atinja as metas de energia e clima definidas para 2030 e 2050. Para responder a esta ambição, é indispensável um setor da construção competitivo, inovador e sustentável.

É fundamental que a vaga de renovação não se limite à eficiência energética, mas foque também a eficiência do material, a economia circular e a resiliência. É importante que, para além de respeitar a neutralidade do material, as políticas públicas valorizem o desempenho do mesmo e a metodologia de avaliação de ciclo de vida. [9]

As orientações legislativas já disponíveis serão complementadas até o final de 2021, através da revisão da Diretiva Desempenho Energético dos Edifícios que definirá requisitos mínimos de desempenho energético, promoverá os certificados de desempenho energético e as auditorias a edifícios de serviços de maior dimensão; da revisão do Regulamento Produtos de Construção que abordará a sustentabilidade dos produtos; e da iniciativa Produtos Sustentáveis que terá como objetivo a promoção de produtos mais inteligentes e com elevado desempenho ambiental.

A Vaga de Renovação será reforçada pelo "Novo Bauhaus Europeu", uma iniciativa de natureza interdisciplinar que conjuga design com sustentabilidade e agrega ciência, tecnologia, arte e cultura. Está prevista a criação de cinco espaços Bauhaus em 2022, em diferentes Estados Membro, com a ambição de que o projeto resulte uma visão transformadora dos edifícios e cidades.

Finalmente, está prevista para 2023 a conclusão de um Roteiro para redução de emissões de carbono ao longo do ciclo de vida dos edifícios até 2050.

A análise de ciclo de vida dos edifícios será um elemento crucial a considerar em todo este enquadramento, presente e futuro, que contextualiza a construção de novos edifícios e a transformação e renovação dos existentes, com vista a obter um parque imobiliário com emissões reduzidas reduzidas ou nulas, na EU, em 2050. A eficiência energética, a neutralidade carbónica, a transição digital, os edifícios e cidades inteligentes têm de assentar numa abordagem global e circular ao ambiente construído, que represente a sustentabilidade do futuro.

Referências

- United Nations Resolution adopted by the General Assembly on 25 September 2015, Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development.
- [2] Comissão Europeia Comunicação da Comissão ao Parlamento Europeu, ao Conselho, ao Comité Económico e Social Europeu e ao Comité das Regiões, Pacto Ecológico Europeu, COM(2019) 640 final.

- [3] Comissão Europeia Comunicação da Comissão ao Parlamento Europeu, ao Conselho, ao Comité Económico e Social Europeu e ao Comité das Regiões, Reforçar a ambição climática da Europa para 2030 Investir num futuro climaticamente neutro para benefício das pessoas, COM (2020) 562 final.
- [4] European Parliament and Council Regulation (EU) 2021/... of ... establishing the framework for achieving climate neutrality and amending Regulation (EC) No 401/2009 and (EU) 2018/1999 (European Climate Law).
- [5] Comunicação da Comissão ao Parlamento Europeu, ao Conselho, ao Comité Económico e Social Europeu e ao Comité das Regiões – Impulsionar uma Vaga de Renovação na Europa para tornar os edifícios mais ecológicos, criar emprego e melhorar as condições de vida, COM(2020)662 final.
- [6] Associação Técnica da Indústria do Cimento (ATIC) Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050, 2021.
- [7] Ministério do Planeamento PRR Recuperar Portugal, construindo o Futuro, 2021.
- 8] Conselho de Ministros Resolução do Conselho de Ministros n.º 8-A/2021 – Aprova a Estratégia de Longo Prazo para a Renovação dos Edificios, Diário da República n.º 23/2021, 1º Suplemento, Série I, 3 de fevereiro de 2021.
- [9] Cembureau Cembureau welcomes EU renovation wave Life-cycle approaches and material neutrality are key to descarboise the Europe's built environment, says European Cement Industry, 15.10.2020.



Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação

Energy Transition and Decarbonization: efficiency, competitiveness, innovation of National Cement Industry and Public Policies to support its transformation

Paulo Rocha Alfredo Cardeira

Resumo

O "Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050" representa o compromisso da Indústria Cimenteira em atingir emissões líquidas zero de CO₂, ao longo da cadeia de valor do cimento e do betão, até 2050.

O exercício reflete o contributo do setor para a descarbonização da economia, para a mitigação das alterações climáticas e para o cumprimento de objetivos definidos nos diplomas legislativos de referência, adotados por Portugal e pela União Europeia.

Apresenta uma visão estratégica e abrangente da cadeia de valor, através da abordagem "5C": Clínquer, Cimento, Betão (*Concrete*), Construção e (re)Carbonatação. A metodologia identifica e caracteriza, para cada elemento citado, o recurso a tecnologia existente e a investigação e desenvolvimento de tecnologias disruptivas necessárias, bem como as medidas a implementar no sentido da redução de emissões de CO₂, os investimentos para a prossecução dos objetivos definidos e as políticas públicas de suporte adequadas ao cumprimento dos mesmos.

O Roteiro demonstra que, com empenho e colaboração entre os diversos intervenientes e de toda a sociedade, a neutralidade carbónica em 2050, poderá ser uma realidade.

Palavras-chave: Cimento / Betão / Roteiro / Descarbonização / Neutralidade carbónica / Política pública

Abstract

The National Cement Industry Roadmap for Carbon Neutrality in 2050 represents the cement industry's commitment to achieve zero net emissions, along the cement and concrete value chain, by 2050.

The exercise reflects the sector's contribution to the decarbonisation of the economy, to the mitigation of climate change and to the achievement of goals defined in the legislation of reference, adopted by Portugal and by the European Union.

It presents a strategic and comprehensive view of the value chain, through a "5C" approach: Clinker, Cement, Concrete, Construction and (re)Carbonation. The methodology identifies and characterizes, for each element mentioned above, the use of existing technology and research and development of disruptive innovations needed, as well as the adequate measures to be implemented in order to reduce $\mathrm{CO_2}$ emissions, the key investments to pursue established goals and public support policies adequate to implement them.

The Roadmap demonstrates that, with the commitment and collaboration of stakeholders and of the all society, carbon neutrality in 2050 can be real.

Keywords: Cement / Concrete / Roadmap / Decarbonisation / Carbon neutrality / / Public policy

Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação

Paulo Rocha, Alfredo Cardeira

Paulo Rocha

Diretor de Inovação e Sustentabilidade da CIMPOR

Alfredo Cardeira

Diretor na SECIL

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.

ROCHA, P. [et al.] — Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 16. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 117-126.

1 Introdução

A Comissão Europeia, no seu Pacto Ecológico Europeu, identifica a Indústria Cimenteira como indispensável para a economia europeia, dado ser parte insubstituível de cadeias de valor. O setor, a sua modernização e a sua descarbonização são assumidos como essenciais para a sociedade europeia. [1]

A Indústria do Cimento e do Betão têm desenvolvido esforços no sentido de atender às ambições manifestadas no Pacto Ecológico Europeu, nomeadamente, ao nível dos objetivos dos setores da construção, energia e transportes através da aplicação dos seus produtos e soluções inovadoras, sustentáveis e progressivamente descarbonizadas, acreditando, ainda, nos objetivos de circularidade da economia, dos quais faz parte o CO_2 , para os quais tem vindo a contribuir de forma consolidada, e de neutralidade carbónica até 2050. De facto, o cimento e o betão, enquanto produtos de construção, revelam-se de vital importância para o desenvolvimento de uma infraestrutura de energia renovável, para a concretização de sistemas de transporte de baixo carbono e para a realização de um edificado cada vez mais sustentável, sendo inegável o papel central destes produtos para a concretização de um planeta mais resiliente e neutro em carbono.

O objetivo da União Europeia é claro – alcançar a neutralidade climática até 2050. Trata-se de um objetivo ambicioso, mas possível para o setor cimenteiro nacional. Exigirá, contudo, investimentos privados e públicos avultados. O setor tem atualmente um potencial limitado de redução de emissões de CO₂ dado que, em particular, daquelas emissões, as relacionadas com o processo associado à produção de clínquer têm uma margem escassa de diminuição quando considerados os meios convencionais. Este é precisamente um dos maiores desafios para a Indústria Cimenteira: conseguir reduzir as emissões de processo quando cerca de 2/3 das emissões de CO₂ derivam deste, concretamente da transformação do calcário em clínquer, o elemento base do cimento. [2]

Apesar do recurso a novas matérias-primas para a produção de clínquer e cimento (com menor teor em carbono) a par de inovações ao nível da produção de betão e da construção, os esforços para descarbonizar totalmente o setor dependerão fortemente da capacidade de captura de carbono nas fábricas de cimento e da sua subsequente utilização e armazenamento (tecnologia de captura, utilização e armazenamento de CO₂ - CCUS). Neste âmbito, podem ser delimitados dois períodos para a descarbonização da Indústria Cimenteira nacional: até 2030 a indústria apostará na maximização das tecnologias de ponta atualmente disponíveis e economicamente viáveis; entre 2030 e 2050 dar-se-á a entrada progressiva e acelerada de tecnologias de rutura, como é o caso das tecnologias CCUS, que estão a começar agora a ser testadas a nível de pilotos industriais, mas que ainda não são economicamente viáveis à escala comercial, eletrificação parcial do processo e uso massivo do hidrogénio. Assim, a captura de carbono em fábricas de cimento e a sua subsequente utilização e armazenamento será fundamental, numa 2.ª fase, para este setor. A Indústria Cimenteira está neste momento a estudar a tecnologia de captura de carbono ao nível de instalações-piloto, esperando-se que até meados da corrente década possa vir a ser provada com sucesso a uma escala industrial, antes de estar disponível a uma escala comercial.

O recentemente publicado "Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050" [3] (adiante designado por Roteiro) traça, à luz do antes exposto, o caminho exigente e ambicioso que o setor se propõe percorrer, ao longo da cadeia de valor do cimento e do betão, rumo à neutralidade carbónica em 2050. Apresenta o percurso proposto pelo setor para atingir, de forma socialmente responsável e economicamente viável, os objetivos que a legislação ambiental preconiza.

Este, econtra-se alinhado com os principais documentos de referência a nível nacional, como o Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050, o Plano Nacional Energia e Clima 2030 e a Estratégia Nacional para o Hidrogénio, embora apenas este último tenha dado alguma abertura para as tecnologias CCUS. Ao nível da União Europeia, está em consonância com o Pacto Ecológico Europeu, anteriormente mencionado, o Comércio Europeu de Licenças de Emissão (CELE-Fase IV) e o Plano para atingir a Meta Climática em 2030. Ao nível internacional, enquadra-se no Acordo de Paris.

No entanto, o caminho a percorrer pela Indústria ainda é longo. Os elevados custos associados à implementação e à operação destas tecnologias mais disruptivas e necessárias para o efeito, bem como a necessidade de criação de infraestruturas adequadas e políticas de apoio que visem alcançar aquele fim, constituem ainda importantes barreiras à possibilidade de utilizar essas tecnologias num curto horizonte temporal.

O esforço promovido pela Indústria Cimenteira está longe de ser isolado, muito pelo contrário, implica o envolvimento de intervenientes diferenciados, desde investigadores a decisores políticos e sociedade civil; prevê a cooperação intersetorial, através da promoção de alianças e sinergias; considera investimentos públicos e privados estrategicamente direcionados e conta ainda um enquadramento regulatório consistente e articulado que aponte inequivocamente na direção da descarbonização.

2 O percurso da indústria cimenteira para a neutralidade carbónica e as políticas públicas necessárias

Os caminhos para a descarbonização da Indústria Cimenteira nacional, assentes na redução das emissões diretas de CO_2 da Indústria de Cimento e do Betão ao longo da respetiva cadeia de valor, estão identificados no Roteiro promovido pela Associação da Indústria de Cimento nacional — ATIC, em conjunto com as sua Associadas, Cimpor e Secil.

No Roteiro podem ser identificados dois sub-temas principais:

 Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional

Foi efetuada uma primeira avaliação do potencial de redução de emissões de CO_2 do setor cimenteiro nacional relativamente aos anos de 2030 e 2050, tendo por base o grande objetivo de atingir a neutralidade carbónica em 2050 e tomando como referência os anos de 1990 e 2017. A análise do potencial de redução das emissões de CO_2 do setor foi realizada com base na tipologia de medidas propostas no Roadmap Europeu promovido pela

Associação Europeia do Cimento - CEMBUREAU, uma vez que os desafios tecnológicos do setor são em larga medida idênticos, salvaguardando-se, contudo, a necessidade das devidas adaptações ao contexto e desafios nacionais. [4]

• Políticas públicas de suporte à neutralidade carbónica

O Roteiro representa o estado de arte da tecnologia e conhecimento e propõe a participação de diferentes áreas de saber, na investigação de soluções disruptivas. A aplicação das mesmas terá um efeito exponencial de alavancagem, que irá além das consequências diretas na cadeia de valor da indústria cimenteira, e nas sinergias com parceiros de alianças.

É fundamental que as políticas públicas sejam coerentes com este empenho setorial focado em soluções e em resultados sustentáveis e que valorizem a realização de investimentos avultados, com retornos razoáveis, bem como a investigação e desenvolvimento de novas tecnologias disruptivas de produção de clínquer, cimento e betão. Os investimentos em causa exigirão medidas inovadoras de financiamento e a atualização das regras de Auxílios de Estado.

Em termos de produção, as políticas públicas assumem um papel relevante no acesso a matérias-primas e a energia renovável, abundante e barata, bem como na viabilização do uso de combustíveis alternativos e de matérias-primas secundárias.

De referir que é expectável um aumento significativo dos custos operacionais da Indústria Cimenteira, nomeadamente devido à necessidade de consumo de eletricidade produzida a partir de fontes renováveis, para reduzir emissões e implementar tecnologias como o CCUS. Para que tal seja economicamente viável, é imprescindível que continuem em vigor medidas de proteção contra o risco de "fugas de carbono", ou que as mesmas sejam substituidas por outras, com efeitos equivalentes.

Não é demais salientar a este respeito que a competitividade da produção de cimentos e betão de baixo carbono em Portugal e na Europa só será possível se forem garantidas condições de concorrência justas e equitativas, no espaço económico global.

A jusante, as políticas públicas podem ainda promover a utilização de novos produtos e a implementação de soluções construtivas inovadoras, antecipando que os "produtos verdes" tendem a ser mais onerosos do que os produzidos tradicionalmente, com maiores custos ambientais.

Como metodologia, o Sumário Executivo do Roteiro para um Futuro Sustentável [5] identifica as políticas políticas necessárias à neutralidade carbónica de acordo com a abordagem "5C", i.e, considerando impactos no Clínquer, Cimento, Betão (*Concrete*), Construção e (re)Carbonatação. Numa vertente complementar, agrega as medidas favoráveis à descarbonização cronologicamente, distinguindo as de curto prazo e as médio prazo.

2.1 A abordagem dos "5C"

A metodologia presente em ambos os Roteiros nacional e europeu baseia-se nos "5C" para sintetizar o conjunto de medidas destinadas ao cumprimento da meta de neutralidade carbónica em 2050 ao longo da cadeia de valor do setor, nomeadamente:

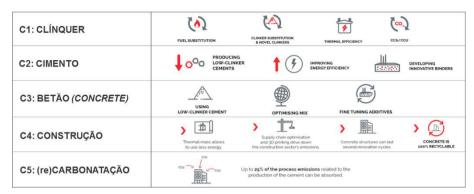


Figura 1 Potencial de toda a cadeia de valor da construção na Abordagem dos "5C" da CEMBUREAU

2.1.1 C1: Clinquer

É previsível que a produção de clínquer venha a gerar um volume cada vez menor de emissões de CO₂. Elevadas taxas de coprocessamento (utilização de matérias-primas alternativas descarbonatadas e/ou com menor percentagem de calcário, combustíveis alternativos com frações elevadas de biomassa), hidrogénio ou, até mesmo, a eletrificação parcial dos fornos de clínquer a partir de energia renovável, permitirão substituir os combustíveis fósseis convencionais e uma parte das matériasprimas atualmente utilizadas por alternativas com menor pegada de carbono. O desenvolvimento e aplicação no futuro das tecnologias CCUS permitirão capturar as restantes emissões de CO, até à obtenção da neutralidade carbónica na totalidade da cadeia de valor do cimento e betão. Ao longo das últimas décadas, a Indústria Cimenteira tem vindo a investir significativamente na substituição de combustíveis e matérias-primas convencionais por alternativas, na eficiência energética térmica, na substituição de clínquer e I&D em novos tipos de clínquer e em projetos de I&D em CCUS, para reduzir as suas emissões diretas de CO₂.

Ao nível das políticas públicas adequadas a estas adaptações necessárias, o Roteiro prevê três áreas de actuação decisivas:

• Investimentos na modernização de instalações

Face aos avultados investimentos a realizar na modernização das instalações, é vital o desenvolvimento de um quadro legislativo adequado que enquadre o novo regime de Auxílios de Estado no contexto do setor, tendo em vista a "Descarbonização da Indústria", pilar fundamental do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).

A criação de incentivos que permitam o retorno do investimento, num período de tempo considerado razoável do ponto de vista económico, é fundamental, bem como a instituição de um enquadramento legal do CELE que assegure previsibilidade até 2030, favorecendo a tomada de decisão no sentido de investir.

É indispensável criar condições equitativas e justas de concorrência face a países terceiros, que poderão passar pela adoção de um mecanismo de ajustamento fronteiriço de carbono ("carbon border adjustment mechanism" (CBAM)) compatível com as regras do comércio internacional definidas pela Organização Mundial do Comércio (OMC). É ainda entendimento do setor que estas deverão poder coexistir com a atribuição de licenças gratuitas até

2030. Só assim serão asseguradas condições que permitam uma concorrência justa, não prejudiquem as exportações, contribuindo simultaneamente para a mitigação de emissões de CO₂ a nível global.

 Substituição de combustíveis fósseis por resíduos e biomassa não recicláveis e consumo de matérias-primas secundárias descarbonatadas em substituição de matérias-primas virgens

Numa ótica de preservação de recursos naturais e de circularidade, é fundamental promover a substituição do uso de combustíveis fósseis convencionais por combustíveis alternativos não recicláveis, por uma fração importante de resíduos de biomassa e, consequentemente, menores emissões de CO₂. No mesmo sentido, o consumo de matérias-primas virgens deve ser substituido, sempre que possível, pelo de matérias-primas secundárias já descarbonatadas.

De referir que do ponto de vista técnico, é possível atingir níveis de coprocessamento superiores a 90% [4], no entanto, é necessário que as políticas públicas contribuam para a disponibilidade de resíduos não-recicláveis, em quantidade e com qualidade adequadas.

A revisão da taxa de gestão de resíduos (TGR) pode constituir-se como mecanismo facilitador para o cumprimento dos objetivos supracitados. Aumentar a TGR, isentar as operações de coprocessamento, promover medidas de incentivo à produção nacional de combustíveis alternativos e de matérias primas secundárias, com qualidade e preço competitivo, em especial no que respeita aos resíduos de construção e demolição, representam constributos significativos para a circularidade da economia.

Importa sublinhar que o acesso a fontes de resíduos de biomassa deve ser possível em condições concorrencias justas face a outros setores. O objetivo de "zero deposição em aterro" destes resíduos não recicláveis e a promoção da valorização de combustíveis alternativos e matérias-primas secundárias podem representar uma alavanca significativa para a descarbonização. Mais ainda se for viabilizado o acesso à utilização de resíduos de construção e demolição e de outros resíduos já existentes em aterro que apresentem viabilidade de utilização.

Não é demais assinalar que a produção nacional de resíduos é atualmente insuficiente para as necessidades de consumo e que este tende a aumentar. Nesse sentido, e em especial se não forem tomadas medidas adequadas, será necessário recorrer à aquisição

Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação

Paulo Rocha, Alfredo Cardeira

de combustíveis alternativos com origem em outros países da União Europeia.

 Tecnologias CCUS e estrutura integrada nacional para o transporte, a reutilização e armazenamento do CO₂ capturado

As tecnologias disruptivas exigem normalmente avultados investimentos e tal não é excepção na indústria de cimento De facto, é imprescindível assegurar fundos de financiamento europeus e nacionais que permitam a investigação e o desenvolvimento de novas tecnologias à escala de utilização industrial, para capturar, armazenar e utilizar o CO₂. Só assim, as tecnologias emergentes poderão contribuir, como previsto no Roteiro, para as reduções de emissões expectáveis no período 2030-2050.

Está ainda por realizar, de uma forma mais sistemática, o levantamento dos potenciais emissores e utilizadores de CO_2 , a identificação dos locais geológicos de armazenamento e a construção das interligações necessárias, incluindo redes internacionais para desenvolvimento de uma infraestrutura otimizada para utilização destas novas tecnologias. O desenvolvimento de uma tal infraestrutura só será possível com o recurso a fundos a disponibilizar para o efeito.

Desta forma, é evidente a necessidade de enquadrar a aplicação do regime dos Auxílios de Estado no contexto de desenvolvimento da infraestrutura necessária pois esta é imprescindível para a descarbonização da indústria. É ainda entendimento do setor que o quadro regulatório para os projetos CCUS de infraestrutura de transporte e armazenamento de CO_{Z} , H_{Z} , O_{Z} , entre outros, deverá seguir a legislação europeia nesse domínio.

O uso de ${\rm CO}_2$ deverá ser reconhecido para efeitos de contabilização, no sistema geral de rastreabilidade de ${\rm CO}_2$ que venha a ser instituído, pois só dessa forma se incentivará a sua captura

O acesso a energia renovável, a preços acessíveis à indústria, pode ser viabilizado através de incentivos, tais como a isenção de taxas para utilização industrial ou mecanismos de compensação adequados.

O setor prevê ainda promover a constituição de uma Aliança Industrial Nacional de Baixo Carbono que agrege diversos setores e contribua para alcançar as metas ambientais definidas pelo Governo, a nível nacional e pela União Europeia, a nível do espaço comunitário. É fundamental a conjugação de esforços que permitam criar sinergias para o desenvolvimento conjunto de projetos circulares que contribuam para a neutralidade carbónica da economia nacional e que respondam às linhas gerais da Estratégia Industrial Europeia, que passa, necessariamente, pela criação de todas as condições necessárias ao renascimento da indústria europeia.

2.1.2 C2: Cimento

O clínquer tenderá, no futuro, a ser mais reativo, permitindo que menor quantidade de clínquer seja incorporada na produção de cimento. O cimento será produzido com as melhores tecnologias disponíveis, incluindo a moagem em separado dos seus vários constituintes para redução do consumo energético (em combinação com novos adjuvantes de moagem), menor segregação e maior fluidez em silo e, crucial, otimização da curva de distribuição granulométrica das partículas de cada um deles. Tal possibilitará

misturá-los posteriormente e produzir vários tipos de cimento "por medida" em equipamentos de mistura que permitam obter produtos com propriedades diferenciadoras, mais adequados, e melhor consistência de desempenho para cada aplicação específica evitando a sua sobredosagem no betão e em argamassas. Isso permitirá, também, reduzir o consumo específico de energia elétrica de moagem.

Também a adição, em substituição do clínquer, de materiais cimentícios suplementares, como é o caso de argilas calcinadas, fíler calcário selecionado e finos carbonatados de betão reciclado, aumentará substancialmente de forma a reduzir a pegada de CO₂ dos futuros tipos de cimento, de uma forma sustentada. No entanto, terão ainda de ser ultrapassadas condicionantes atuais, como por exemplo, as relativas à normalização que deverá evoluir no sentido de satisfazer critérios de desempenho em vez de simples critérios de composição química.

Consciente de que uma utilização mais eficiente do clínquer de cimento Portland é uma etapa essencial no processo de descarbonização, a Indústria Cimenteira tem vindo a realizar um esforço significativo de investigação, no sentido de desenvolver novos cimentos, com baixa incorporação de clínquer, novas composições químicas e melhor desempenho ambiental. Em consonância com este desígnio, o Roteiro considera uma redução da incorporação de clínquer de 76% (em 2017) para 65% em 2030 e 60% em 2050.

Configuram-se como políticas necessárias para o cumprimento deste objetivo:

- Maior rapidez no processo normativo referente aos novos produtos, que viabilize a colocação imediata dos mesmos no mercado, depois de cumpridos os testes de conformidade;
- Criação de um quadro regulatório e fiscal que promova a utilização destes novos tipos de cimento, inovadores e com menor pegada ambiental.

As compras públicas verdes, nomeadamente através dos cadernos de encargos, e as políticas para produtos sustentáveis podem dar um contributo inestimável nesta área, ao incentivarem a utilização de produtos mais sustentáveis.

2.1.3 C3: Betão (Concrete)

O betão, produto final do cimento, é o material mais usado no planeta, a seguir à água [4]. É um material de construção por excelência, resistente e durável, que apresenta uma gama de aplicações muito alargada. Utiliza matérias-primas abundantes na natureza e é de produção local. Não só permite a reciclagem de resíduos da construção e demolição, como é, ele próprio, um material reciclável. Acrescem às suas características particulares, o excelente contributo do betão para um desempenho sustentável do edificado.

A conceção de novos produtos de valor acrescentado que não coloque em risco a integridade das soluções construtivas aponta para que o caminho futuro na indústria seja, o da menor incorporação de calcário no clínquer, menor incorporação de clínquer no cimento, menor incorporação do cimento no betão, menor incorporação de betão nas estruturas e infraestruturas em betão, e maior reciclagem

do betão de Resíduos de Construção e Demolição (RC&D) como matéria-prima para a produção de cimento e agregados para a produção de betão. A pegada de carbono do cimento pode ser reduzida mantendo-se o mesmo desempenho através da utilização de cimentos com baixa incorporação de clínquer, de otimizações de 10% a 20% de incorporação de cimento no betão – redução do potencial efeito de aquecimento global do betão, e da afinação do uso de aditivos – CO₂ pode ser utilizado para produzir betão com agregados reciclados.

Assinale-se a este respeito o imperativo das políticas públicas respeitarem o princípio da neutralidade do material e a importância de valorizarem a análise berço a berço e a promoção de soluções construtivas visadas pela metodologia de ciclo de vida. Esta considera o contributo do produto para o desempenho global dos edifícios, abrangendo as fases de projeto, construção, uso, demolição e reciclagem.

Constata-se, uma vez mais, a articulação entre políticas públicas e necessidade de investimento por parte do setor. O desafio de neutralidade carbónica na construção e as normas de avaliação de sustentabilidade dos edifícios vão colocar desafios acrescidos aos produtos e exigir o desenvolvimento de competências técnicas e de inovação na construção.

Neste sentido, a Indústria está a desenvolver esforços para que, por exemplo, através do recurso à análise de padrões de dados e inteligência artificial, a fabricação venha a ser controlada digitalmente. Este será um passo importante para a adequação do produto a cada uma das aplicações a que se destina, assegurando, em simultâneo, consistência e qualidade no fornecimento. O desenvolvimento do produto é fundamental para que o desempenho da solução construtiva seja o pretendido.

Como tal, o Roteiro sublinha que uma estratégia para a construção sustentável implica necessariamente a cooperação alargada entre arquitetos, projetistas, engenheiros, autoridades locais, academia, indústria, decisores políticos, entre outros *stakeholders*.

As políticas públicas têm o potencial de promover o desenvolvimento de projetos energeticamente eficientes e ecológicos, nos quais o uso de betão com baixo conteúdo carbónico e as tecnologias inovadoras assumirão um papel de relevo.

2.1.4 C4: Construção

A abordagem circular aos edifícios é indispensável para se atingir a neutralidade carbónica. O betão contribui com aspetos muito positivos para a sustentabilidade dos mesmos, através de características inerentes ao material, tais como a inércia térmica, determinante para a eficiência energética do edificado.

É assim, fundamental considerar todo o ciclo de vida dos edifícios (desde a fase de projeto passando pela construção até à sua demolição) para se atingir um maior potencial de redução de emissões de CO₂: a inércia térmica permite consumir menos energia ao longo da vida útil dos edifícios; a otimização da cadeia de fornecimento e impressão 3D conduzem à redução das emissões de CO₂ no setor da construção; as estruturas em betão podem sofrer vários ciclos de renovação dada a sua durabilidade. Além disso, o betão é 100% reciclável no final do seu ciclo de vida.

De salientar que para além dos edifícios, o betão é também um material de construção essencial para o desenvolvimento de infraestruturas de energia renovável, sistemas de transporte de baixo carbono e nas soluções para a adaptação às alterações climáticas.

No sentido de alavancar as possibilidades supracitadas, é fundamental que as políticas públicas valorizem os benefícios proporcionados pelo material e considerem o contributo do betão ao longo do ciclo de vida dos edifícios, desde a fase de projeto, construção, uso, demolição e reciclagem. A mesma abordagem deve privilegiada nos futuros códigos de construção.

2.1.5 C5: (re)Carbonatação

O betão é um poderoso sumidouro de CO₃. As fases não-hidratadas de cimento presentes no betão e nas argamassas absorvem CO, de uma forma natural ao longo do seu ciclo de vida, um processo conhecido como (re)carbonatação. Sabe-se que até 25% das emissões de CO₂ de processo emitidas durante a produção de cimento (clínquer) podem ser absorvidas ao longo da vida útil das estruturas e infraestruturas em betão e até mesmo depois, já durante as fases de demolição e reciclagem [6], pois o aumento da superfície de resíduos expostos ao ar acelera o processo de recarbonatação. Pesquisas recentes demonstraram que este processo pode ser acelerado colocando os RC&D em contacto direto com os gases de exaustão de um forno de cimento, com maior teor em CO, do que o ar ambiente, e a uma temperatura mais elevada. Minerais naturais, como a olivina e o basalto, depois de triturados, também podem ser recarbonatados pelo mesmo processo. A quantidade real de absorção de CO₂ dependerá de uma série de parâmetros, incluindo a classe de resistência, as condições de exposição, a espessura do elemento de betão, o cenário de reciclagem e uso secundário.

As políticas públicas podem, também, contribuir para a valorização da (re)carbonatação durante o ciclo de vida do betão, caso esta venha a ser reconhecida na contabilização de emissões de CO₂, nas metodologias de determinação da pegada carbónica e através da sua certificação como método de remoção de CO₃.

2.2 Definição dos objetivos de descarbonização da Indústria Cimenteira Nacional a dois tempos: 2030 e 2050

No período 1990-2017, o setor cimenteiro nacional atingiu uma redução superior a 14% nas emissões específicas de CO₂ por tonelada de cimento, considerando a totalidade das emissões de CO₂ (*Scope* 1, 2 e 3). As melhorias na área de eficiência térmica, bem como a redução da incorporação de clínquer no cimento e o aumento do consumo de combustíveis alternativos contendo biomassa como substitutos de fontes de energia fóssil, tornaram possível esta evolução.

Estima-se ser possível alcançar até 2030 uma redução das emissões de ${\rm CO}_2$ ao longo de toda a cadeia de valor de 48% face a 1990, sem o recurso a tecnologias de natureza mais disruptiva como é o caso das tecnologias CCUS e do Hidrogénio, cuja disponibilidade a uma escala comercial só deverá ocorrer a partir de 2030.

Até 2050, é esperada uma redução das emissões de CO₂, face a 1990,

Redução Potencial até 2030 Portugal

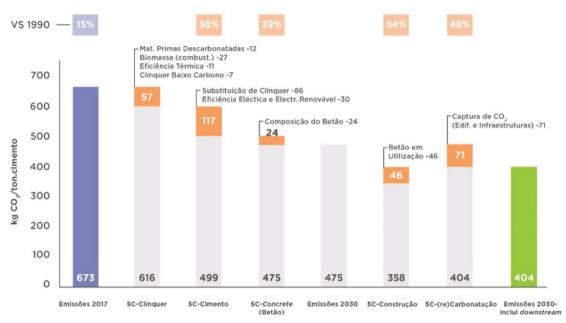


Figura 2 Portugal 2030: Potencial de redução das emissões de CO, por elemento da cadeia de valor "5C"

Redução Potencial até 2050 Portugal



Figura 3 Portugal 2050: Potencial de redução das emissões de CO2 por elemento da cadeia de valor "5C"

de cerca de 65% (até 274 kg $\rm CO_2$ por tonelada de cimento) sem o recurso a tecnologias de rutura como as CCUS e do Hidrogénio. Essas permitirão eliminar os restantes 35% das emissões de $\rm CO_2$ que separam o setor da neutralidade carbónica até 2050, ao longo da cadeia de valor completa. Para além da utilização das tecnologias supra, as emissões de $\rm CO_2$ podem ser reduzidas atuando em cada estágio da cadeia de valor, i.e., ao longo dos "5C" graças à utilização de tecnologias já existentes e novas tecnologias.

O potencial de redução das emissões por via do betão em utilização (5C: Construção) mencionado na figura 3 não foi incorporado nos cálculos do Roteiro relativos à redução potencial até 2050. Apenas se considera para efeitos da Neutralidade Carbónica atingida até 2050 a redução das emissões de ${\rm CO_2}$ realizadas no setor. No entanto, é importante sublinhar que o betão, como material de construção, proporciona reduções de ${\rm CO_2}$ adicionais devido a algumas das suas propriedades, como é o caso, da inércia térmica que permite melhorar a eficiência energética dos edifícios. Contribui ainda para reduções indiretas de ${\rm CO2}$, através da respetiva utilização em barragens, fundações e fustes de aerogeradores, e outras aplicações

similares que possibilitam o desenvolvimento de fontes de produção de energia renovável. Por exemplo, o betão é um material de eleição para equipamentos de energia renovável ou infraestruturas de transporte.

A possível atuação ao nível da cadeia de valor para que os objetivos propostos sejam alcançáveis no contexto nacional está identificada na figura 4.

3 Conclusão

A inevitável descarbonização da Indústria de Cimento vai obrigar a um enorme processo de transformação. Nesse sentido, e enquanto ator relevante na economia nacional, o setor está a trabalhar para a concretização dos compromissos de Portugal no âmbito do Pacto Ecológico Europeu, em consonância com os objetivos nacionais de descarbonização da economia.

O caminho traçado assenta necessariamente em mais inovação, novas e melhores tecnologias e infraestruturas, estreita cooperação

Objetivo 2030 : – 48% Emissões CO ₂ vs.1990		Objetivo 2050: Neutralidade Carbónica
 Eficiência energética térmica: + 4% Combustíveis alternativos: 60 a 70% (30% biomassa de resíduos) Matérias-primas descarbonatadas: 3,5% CCUS: Não disponível ainda à escala comercial até 2030 (apenas instalações-piloto) 	C1: CLÍNQUER	 Eficiência energética térmica: +14% Combustíveis alternativos: 90% (50% biomassa de resíduos) Hidrogénio: 10% Matérias-primas descarbonatadas: 8% CCUS: disponível à escala comercial (pós-2030) (35%) Bioenergy with carbon capture and storage: Possibilidade de emissões negativas de CO₂
 Ajustamento portfolio produtos: CEM II/C, cimentos com argilas calcinadas Redução da incorporação de clínquer: 65% 	C2: CIMENTO	 Ajustamento portfolio produtos: CEM II/C & CEM VI, cimentos com argilas calcinadas Redução da incorporação de clínquer: < 60% Novos tipos de ligantes hidráulicos
 Otimização da utilização do betão em função dos requisitos (e.g., classes de exposição / resistência), qualidade do betão, novos plastificantes, redução ligante 	C3: BETÃO (Concrete)	 Otimização da utilização do betão em função dos requisitos (e.g., classes de exposição / resistência), qualidade do betão, novos plastificantes, redução ligante
 Melhoria dos métodos de construção em betão para redução consumo de ligante e desperdício em obra Industrialização da construção: pré-fabricação, 3D-printing de betão, construção modular Reuso e reciclagem de materiais 	C4: CONSTRUÇÃO	 Melhoria adicional dos métodos de construção em betão para redução consumo de ligante e desperdício em obra Industrialização da construção: pré-fabricação, 3D-printing de betão, construção modular Reuso e reciclagem de materiais
 (re)Carbonatação de 20% das emissões de processo (metodologia IVL, Swedish Environmental Research Institute) 	C5: (re)CARBONATAÇÃO	 (re)Carbonatação de 20% das emissões de processo (metodologia IVL, Swedish Environmental Research Institute)

Figura 4 Ação para a concretização dos Objetivos 2030 e 2050

Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação

Paulo Rocha, Alfredo Cardeira

entre os diferentes operadores ao longo da cadeia de valor, bem como nas sinergias intersetoriais.

No entanto, para que tal seja possível, a Indústria necessitará que sejam tomadas e concretizadas decisões de ação política em áreas-chave. Terão que ser garantidas condições de concorrência equitativas que permitam a competitividade da produção de "produtos verdes" como os cimentos e betão de baixo carbono em Portugal e na Europa. Simultaneamente, estes produtos terão de ser promovidos, tendo em consideração que os mesmos tendem a ser consideravelmente mais caros do que os tradicionalmente produzidos. As "compras públicas verdes" poderão ter um papel decisivo nesta área, ao liderar uma tendência de consumo coerente e responsável. Será também fundamental a colaboração de todos os stakeholders ao longo da cadeia de valor da construção para tornar real a integração dos princípios da sustentabilidade e da neutralidade carbónica em temas como o ambiente, a segurança, a durabilidade e o desempenho dos produtos.

Atingir a neutralidade carbónica é um objetivo ambicioso que terá custos significativos. Serão necessários grandes investimentos para implementar as novas tecnologias nas seis fábricas nacionais. Esses investimentos exigirão formas inovadoras de financiamento. Os custos operacionais sofrerão também impactos importantes, por exemplo, através do aumento do consumo de eletricidade produzida a partir de fontes renováveis para reduzir as emissões e implementar tecnologias como o CCUS.

Neste âmbito, dois fatores se revelam essenciais para a Indústria de Cimento ser bem-sucedida no plano proposto para a Neutralidade Carbónica até 2050:

 A necessidade de desenvolvimento de uma infraestrutura para o CO2 assente no indispensável mapeamento integrado e na definição de um quadro de incentivos adequados à captura de CO2, independentemente de este vir a ser utilizado ou armazenado, reconhecendo a rede partilhada de infraestruturas de CO2 como uma instalação essencial, com os respetivos termos de acesso bem definidos. A premência de se criarem condições que fomentem a cooperação intersectorial tendo em vista a descarbonização da economia, permitindo a identificação de sinergias industriais, para além da cadeia de valor do setor, e o desenvolvimento de alianças intersetoriais para que as Indústrias Intensivas em Energia, como é o caso da Indústria Cimenteira, possam potenciar o efeito das suas estratégias e iniciativas individuais de redução de emissões de cada setor e desenvolver um conjunto de projetos circulares.

No sentido de viabilizar a proposta da Indústria Cimenteira rumo à neutralidade carbónica em 2050, com benefícios inequívocos em termos ambientais, sociais e económicos, são necessários investimentos consideráveis e políticas públicas adequadas. Com um quadro normativo adequado e ações políticas articuladas, de longo prazo, em áreas-chave, este será um objetivo viável.

Referências

- [1] European Commission Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions, The European Green Deal, COM(2019) 640 final.
- [2] Sanjuán, M. A. et al. Carbon Dioxide Uptake by Mortars & Concretes Made with Portuguese Cements, Applied Sciences, 2020, 10(2):646.
- [3] Associação Técnica da Indústria do Cimento (ATIC) Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050, 2021.
- [4] European Cement Association (CEMBUREAU) Cementing the European Green Deal, Reaching Climate Neutrality along the Cement and Concrete Value Chain by 2050, 2020.
- [5] Associação Técnica da Indústria do Cimento (ATIC) Roteiro para um Futuro Sustentável. Rumo à Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira Portuguesa até 2050. Sumário Executivo, 2021.
- [6] Stripple, H. et al. CO₂ uptake in cement containing products. Background and calculation models for IPCC implementation, IVL Swedish Environmental Research Institute, 2018.

Transição Energética e Descarbonização: eficiência, competitividade, inovação na Indústria de Cimento Nacional e Políticas Públicas de apoio à sua transformação

Paulo Rocha, Alfredo Cardeira









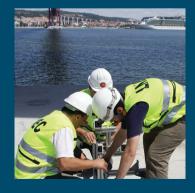












investigação

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













A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento é a organização representativa da indústria cimenteira portuguesa. Tem como Associadas a CIMPOR - Indústria de Cimentos S.A. e a SECIL - Companhia Geral de Cal e Cimento.

A indústria cimenteira é fundamental para a sociedade actual e impacta significativamente a economia local, nacional e europeia. A ATIC assume essa responsabilidade em total consonância e respeito pelos princípios de sustentabilidade expressos pela sociedade portuguesa e reflectidos no actual enquadramento legislativo. Questões como alterações climáticas, economia circular, redução de emissões, descarbonização da economia e construção sustentável, entre outras, estão na linha da frente das preocupações do sector e são consideradas em todas as práticas e processos de decisão.

A ATIC, desde o seu início, colabora ativamente com as instituições e empresas nacionais no desenvolvimento de produtos e na implementação de novas soluções construtivas e estruturais.

Visite-nos em www.atic.pt.



IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

IABSE Webinars



International Association for Bridge and Structural Engineering



Prof. Steve Denton, UI



Dr. Mariapia Angelino, UK



Dr. Risto Kibiluoma, Finlan

IABSE WEBINAR

SECOND GENERATION EUROCODES

14-15.30 HRS, 1 OCTOBER 2021

Moderator: Dr. Risto Kiviluoma, Chair, IABSE Group of Finland Presenters: Prof. Steve Denton, UK and Dr. Mariapia

The Eurocodes are European standards specifying how structural design should be conducted within the European Union (EU). Their development started 1990 by the European Committee for Standardization (CEN) upon the request of the European Commission.

Eurocodes were taken officially in use 2006-2010 in

The second generation of the Eurocodes are currently under development by CENT/CESO and planned to b in use 2026-2028. It is evident that Eurocodes have influenced huge number of engineers in EU countries, but as being a detailed and modern design standard also influenced indirectly projects and developments

The webinar is targeted to give insight how the second generation of the Eurocodes are developed, managed and reviewed.

www.iabse.org

A IABSE continua a organizar Webinars visando a disseminação do conhecimento no domínio da Engenharia de Estruturas. O próximo Webinar tem um óbvio interesse e atualidade: a segunda geração de Eurocódigos. Como é habitual nesta iniciativa, a inscrição neste Webinar é gratuita, mas obrigatória, devendo ser realizada no portal da IABSE:

Os webinars realizados desde 2020 estão disponíveis no módulo de E-Learning da IABSE (www.iabse-elearning.org/), incluindo temas como:

- Risk Management of Large Scale Projects.
- Concrete Plasticity A Historical Perspective
- The Chirajara Bridge Collapse
- Ultra-High-Performance-Concrete (UHPC).

Informações e inscrições em:

https://iabse.org/Events/Calendar-of-Events/IABSE-Webinars

IABSE Events



Final Invitation

IABSE Congress Ghent 2021 Virtual Online Event



Mais informações e inscrições em: https://iabse.org/ghent2021



Mais informações e inscrições em: https://iabse.org/prague2022Event



Mais informações e inscrições em: https://iabse.org/nanjing2022

Reabilitar & 2020 Betão Estrutural

Congresso Nacional - Lisboa, LNEC 3 a 5 de Novembro de 2021

https://reabilitar-be2020.pt/

O Congresso Reabilitar & Betão Estrutural 2020 terá lugar nos 3 a 5 de novembro de 2021, pretendendo-se realizar o Congresso nos moldes tradicionais. Este evento tem suscitado o maior interesse por parte do meio técnico e científico nacional, o que se refletiu na apresentação de 200 resumos, dos quais foram submetidas 130 comunicações, distribuídas pelos diversos temas do Congresso, que estão a ser apreciadas pela Comissão Científica (CC).

Para além das sessões de apresentação das comunicações aprovadas pela CC, o Congresso incluirá a apresentação de diversas palestras e obras especiais, bem como um conjunto de sessões especiais, permitindo perspetivar um evento muito estimulante.

Palestras

Conservação das estruturas do património cultural: Digitalização, sismos, aplicações e outros desafios • Paulo Lourenço (UMinho)

Normas para intervenções em estruturas existentes • Júlio Appleton (A2P)

Gestão dos processos de deterioração de barragens afetadas por reações expansivas do betão • António Lopes Batista (LNEC)

Obras Especiais

Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil • João Pedro Lopes (Teixeira Duarte)

Reabilitação e Reforço do "Solar de Santana" • João Almeida (JSJ)



https://reabilitar-be2020.pt/

Sessões Especiais

- SF1 Novas tecnologias na reabilitação e reforço de estruturas de betão Organizadores: Mário Pimentel (FEUP) e José Sena-Cruz (UM)
- SF2 Valorização de resíduos para a produção de betão sustentável Organizadores: Alexandre Bogas (IST) e Hugo Costa (ISEC)
- SF3 Inovação no projeto de estruturas baseada na metodologia BIM Organizadores: Alcínia Zita Sampaio (IST) e Ma João Falção Silva (LNEC)
- SF4 Deteção e diagnóstico de anomalias e soluções de intervenção em barragens Organizadores: A. Tavares de Castro (LNEC) e Cristina Costa (COBA)
- SF5 Construção, modificação e reabilitação de barragens Organizadores: José Piteira Gomes (LNEC) e Ricardo Pimentel (EDP)
- SF₆ Análise e interpretação do comportamento de barragens Organizadores: J. Vieira de Lemos (LNEC) e Rui Faria (FEUP)

Apoios

Platina



Ouro

Prata

















Organização













Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (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 registe-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.

Sócios Coletivos do GPBE



































ASPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

- Fomentar, em Portugal, desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção Defesa contra os Sismos, promovendo а divulgação informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.
- b) Assegurar a representação
 Portuguesa nas Associações
 Europeia e Internacional de
 Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17º Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitetos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica



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

Projetos



Parcerias





www.fe.up.pt/ic ic@fe.up.pt Campus da FEUP R. Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto | Portugal 22 508 1856 | 22508 2190



Pretende avaliar a resistência à tração de uma ancoragem ou varão pós instalado num material base de resistência desconhecida, como alvenaria? Saiba mais sobre o Serviço de testes de tração em obra da Hilti aqui









VANTAGENS

Elevada fluidez Resistente aos sulfatos
 Retração compensada Excelente resistência mecânica

"A Safer Life is Possible"

www.fassabortolo.com

C-QUAKE NOVA®





Monitor Sísmico

"Uma solução inovadora para monitorização sísmica"

- Acelerómetro sísmico triaxial
- Medições ao nível do Micro-G
- > Elevada relação qualidade-preço

Aplicações em:

- Monitorização Estrutural
- > Early Warning
- Monitorização de sismos e intensidade sísmica
- Monitorização de explosões e micro-tremores







PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314 4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL

+351 229 416 633 www.pretensa.com.pt



COM O APOIO DE:





















http://rpee.lnec.pt/



AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11 lnec@lnec.pt www.lnec.pt

