

SÉRIE III

NÚMERO 10

JULHO 2019

rpee

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

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino



ISSN: 2183-8488



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

índice

editorial	3	Nota prévia
artigos científicos	5	Paredes resistentes de alvenaria de tijolo reforçadas com revestimentos armados Ana Isabel Marques ∞ Paulo Xavier Candeias ∞ João Gomes Ferreira ∞ António Santos Silva ∞ Maria do Rosário Veiga
	19	Comportamento fora do plano de paredes de alvenaria de pedra: análise experimental e numérica Helena Maccarini ∞ Graça Vasconcelos ∞ Hugo Rodrigues ∞ Javier Ortega ∞ P. B. Lourenço
	39	Caracterização das cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro Danielli Cristina Borelli Cintra ∞ Emil de Souza Sánchez Filho ∞ Deane de Mesquita Roehl
	51	Avaliação experimental do comportamento mecânico de paredes de tabique Mafalda Amorim ∞ João Miranda Guedes ∞ Bruno Quelhas, Tiago Ilharco
	63	Comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido: estudo experimental Rodrigo Barros ∞ Daniel Nelson Maciel ∞ José Samuel Giongo
	75	Calibração dos coeficientes parciais de segurança para vigas curtas de concreto armado por meio da análise de confiabilidade Esdras Pereira de Oliveira ∞ Emil de Souza Sánchez Filho ∞ Osvaldo Luiz de Carvalho Souza
	85	Análise da estabilidade de edifícios altos em lajes lisas e nervuradas com o efeito da interação solo-estrutura Elcio Cassimiro Alves ∞ Vinicius de Mello Passos
	101	Avaliação experimental dos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento na torre de telecomunicações do Monte da Virgem baseada em modelos autorregressivos Diogo Ribeiro ∞ Jorge Leite ∞ Rui Calçada
notas técnicas	115	Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado Romain Ribeiro de Sousa ∞ Alfredo Campos Costa ∞ Aníbal Guimarães Costa
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo

(SPEE - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Helena Cruz

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Adapazari, Turquia. Sismo Kocaeli, 1999

(Fotografia cedida pelo Prof. João Azevedo)

Administração

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 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

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luís Oliveira Santos

LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheta

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

(*) A Coordenação Científica da rpee poderá recorrer a outros revisores quando necessário

editorial

O número 10 da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) inclui oito artigos científicos e uma nota técnica. Os artigos científicos cobrem áreas distintas da engenharia de estruturas como fiabilidade e monitorização estrutural, soluções construtivas, comportamento de paredes e interação solo estrutura.

A inclusão da nota técnica, que propõe métodos expeditos para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado, sem recurso a modelos numéricos, tendo o Eurocódigo 8 – Parte 3 como quadro de referência, é particularmente oportuna face à muito recente publicação do Decreto-Lei n.º 95/2019. Este decreto revoga parcialmente o RSA e REBAP, o REAE e RSCS, e remete para Despacho do membro do Governo responsável pela área da construção as condições para a aplicação dos Eurocódigos Estruturais aos projetos de estruturas de edifícios. Este Decreto-Lei entra em vigor 120 dias após a sua publicação e contempla assim uma alteração muito significativa do quadro legal da engenharia de estruturas.

A administração da **rpee** renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (Infraestruturas de Portugal, Associação Técnica da Indústria do Cimento, Pretensa e AOF), à coordenação da comissão científica (Eng.ª Helena Cruz e Prof. Humberto Varum) e a todos os revisores da série III que têm garantido a qualidade dos artigos científicos publicados. Este é o último número em que a Eng.ª Helena Cruz participa na coordenação científica, pelo que fica aqui um agradecimento especial por todo o excelente apoio que prestou à **rpee** nas diversas séries.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Manuel Pipa (GPBE)

João Azevedo (SPES)

Paredes resistentes de alvenaria de tijolo reforçadas com revestimentos armados

Load-bearing brick masonry walls strengthened with reinforced renders

Ana Isabel Marques
Paulo Xavier Candeias
João Gomes Ferreira
António Santos Silva
Maria do Rosário Veiga

Resumo

As construções antigas fazem parte do tecido histórico das cidades, pelo que é importante proceder a intervenções de reabilitação eficientes, mas não destruidoras da sua identidade e valor cultural intrínseco. No contexto do reforço sísmico, a utilização de rebocos armados apresenta-se como uma solução simples e pouco intrusiva. Os rebocos armados em paredes conferem um aumento da resistência e da ductilidade ao corte (no plano) e da ductilidade à flexão (fora do plano), um aumento da resistência superficial e permitem ainda um melhor controlo da fendilhação.

Neste artigo será apresentada a caracterização experimental dos materiais constituintes das alvenarias (argamassas de assentamento, argamassas de revestimento e tijolos), e os resultados obtidos em ensaios de compressão diagonal de pequenos provetes de alvenaria, com e sem a aplicação de rebocos armados.

Abstract

Old buildings are part of the historic heritage of cities, so it is important to carry out efficient rehabilitation interventions, but not destructive of their identity and intrinsic cultural value. In the context of seismic strengthening, the use of reinforced plasters constitutes a simple, effective and little intrusive solution. Reinforcement renders supply increased strength and shear ductility (in-plane) and bending ductility (out-of-plane), as well as surface strength and better cracking control of masonry walls.

In this paper, the constituent materials of masonry (bedding mortars, coating mortar and bricks) will be characterized, and the results obtained in diagonal compression tests of small masonry specimens, with and without the application of reinforced renders, will be presented.

Palavras-chave: Paredes resistentes de alvenaria / Ensaios de compressão diagonal / Rebocos armados

Keywords: Load-bearing walls / Diagonal compression tests / Reinforced renders

Ana Isabel Marques

Mestrado/Bolseira de Doutoramento
LNEC
Lisboa, Portugal
aimarques@lnec.pt

Paulo Xavier Candeias

Doutoramento/Investigador Auxiliar
LNEC
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

João Gomes Ferreira

Doutoramento/Professor Associado
CERIS/IST
Lisboa, Portugal
joao.gomes.ferreira@tecnico.ulisboa.pt

António Santos Silva

Doutoramento/Investigador Auxiliar
LNEC
Lisboa, Portugal
ssilva@lnec.pt

Maria do Rosário Veiga

Doutoramento/Investigadora Principal com Habilitação
LNEC
Lisboa, Portugal
rveiga@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.

MARQUES, A. I. [et al.] – Paredes resistentes de alvenaria de tijolo reforçadas com revestimentos armados. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 5-18.

1 Introdução

Parte dos edifícios de alvenaria da cidade de Lisboa apresenta um elevado estado de degradação e, como consequência, uma maior vulnerabilidade às ações sísmicas. Apesar de todos os avanços científicos que se têm alcançado no contexto da vulnerabilidade sísmica e do reforço estrutural desses edifícios, verifica-se ainda a necessidade de continuar a desenvolver investigação neste domínio, tendo em conta a minimização do risco para as vidas humanas.

Por um lado, o conhecimento das características das paredes resistentes de alvenaria é um dos aspetos que ainda apresentam lacunas, principalmente devido à dificuldade na obtenção de provetes representativos. Por outro lado, o crescente interesse na reabilitação desses edifícios contribui para a busca de soluções de reforço que sejam compatíveis com as técnicas construtivas originais, sendo igualmente importante garantir que essas técnicas de reforço, para além da parte estética e funcional, permitam também reduzir a vulnerabilidade sísmica desses edifícios.

Para além das técnicas tradicionais de reforço, tais como tirantes, lajes metálicas, diafragmas horizontais, injeções ou conectores transversais [1], existem outras soluções de reforço à base de argamassas e compósitos que oferecem uma melhoria significativa da resistência sem modificar drasticamente a massa e a geometria estrutural.

Os materiais compósitos reforçados com fibras são bastante utilizados em edifícios históricos pois, para além de cumprirem critérios específicos de preservação [2], melhoram a permeabilidade ao vapor de água, a compatibilidade entre materiais, têm uma aplicabilidade mais rápida e custos mais baixos, assim como uma maior resistência ao fogo.

Recentemente existem trabalhos de investigação sobre a caracterização mecânica de revestimentos armados, nomeadamente no estudo sobre o comportamento à tração [3] e ligação entre a argamassa e o suporte [4 e 5]. Alguns destes estudos têm sido desenvolvidos em provetes de média escala [6 e 7].

Este artigo apresenta os resultados obtidos em termos de força máxima atingida em ensaios de compressão diagonal de pequenos provetes de paredes, designados por *muretes*, que foram retirados diretamente de um edifício com paredes resistentes de alvenaria, o qual estava a ser submetido a obras de reabilitação. Como base de comparação com os resultados obtidos nos provetes originais, são também apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal em paredes construídas para o efeito e reforçadas com reboco à base de cal hidráulica natural NHL 3,5 e com reboco à base de cimento, em ambos os casos armados com redes de fibra de vidro.

2 Identificação do caso de estudo

Foi localizado um edifício no centro da cidade de Lisboa cujas paredes resistentes de alvenaria são representativas da tipologia de estudo e que iria ser sujeito a obras de reabilitação. Dado que parte do edifício se encontrava num estado muito avançado de degradação, houve necessidade de proceder a demolições localizadas. Destas zonas de demolições foram retiradas amostras de paredes reais, com a finalidade de serem caracterizadas experimentalmente.

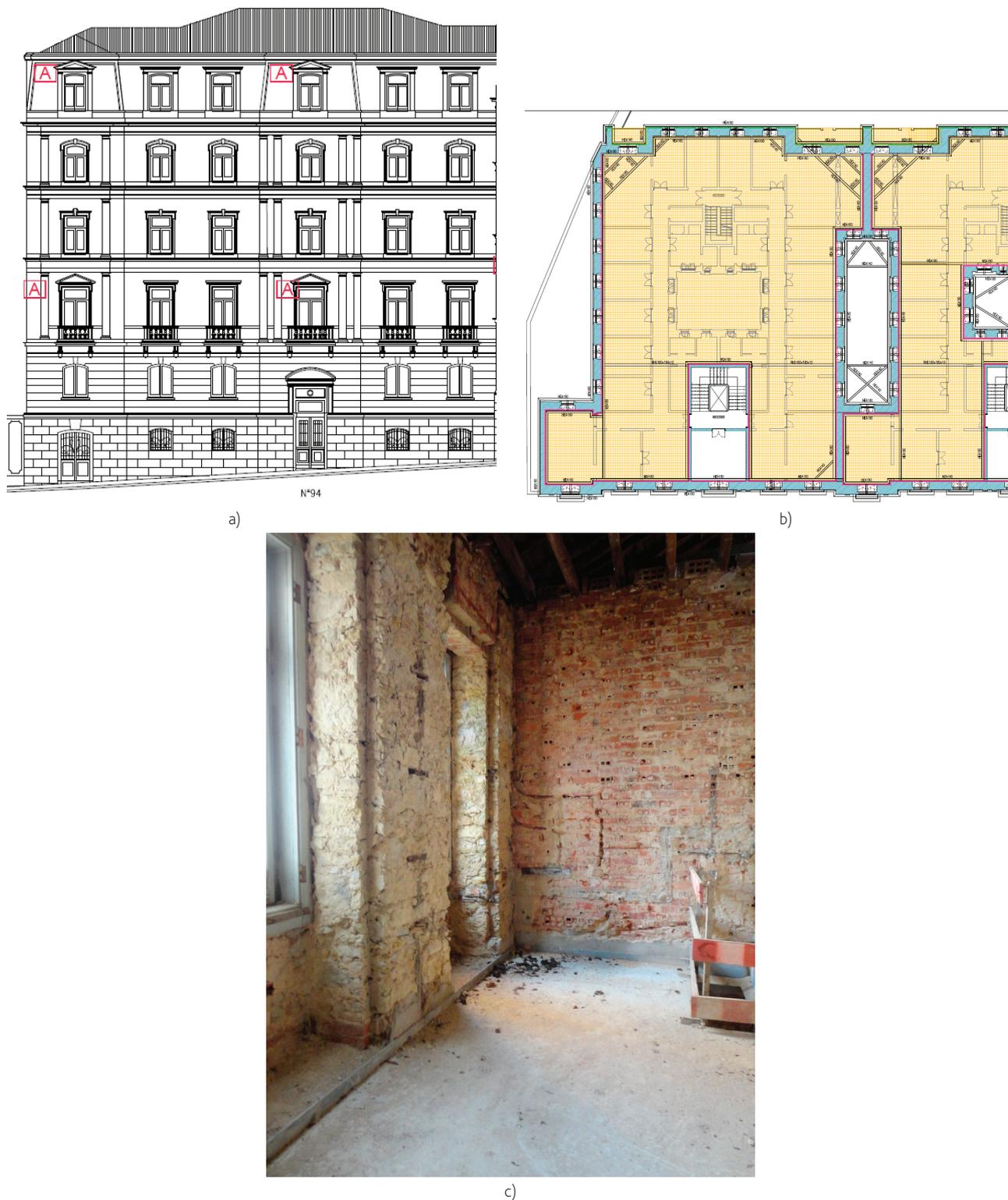


Figura 1 Edifício de estudo: a) alçado principal; b) planta do piso tipo identificando o local de onde foram retiradas as amostras e c) exemplo de uma parede do edifício



Figura 2 Preparação dos provetes de argamassa de revestimento e assentamento

O referido edifício é constituído por um piso térreo parcialmente enterrado e cinco pisos elevados. As paredes do edifício são resistentes, sendo que as fachadas são constituídas por alvenaria de pedra ordinária, e as paredes interiores são constituídas por alvenaria de tijolo maciço, no piso térreo, e de tijolo furado, nos pisos elevados. Na Figura 1 apresenta-se o alçado e uma planta tipo do edifício alvo de estudo, assim como é identificada (retângulo encarnado) a zona de onde foram retiradas as amostras de parede dos diversos pisos escolhidos.

3 Caracterização dos materiais

3.1 Argamassas

Relativamente à recolha de argamassas de assentamento do edifício de estudo, escolheram-se várias zonas das paredes onde as juntas horizontais eram mais espessas. Para a recolha de argamassas de revestimento foram escolhidas zonas aleatórias pois os revestimentos apresentavam em geral um ótimo estado de conservação. As amostras retiradas do edifício de estudo foram divididas em provetes de menor dimensão e devidamente preparadas de acordo com o ensaio a que se destinavam, conforme

se ilustra na Figura 2.

3.1.1 Ensaios químicos e mineralógicos

Os ensaios químicos e mineralógicos realizados às argamassas de assentamento e revestimento, nomeadamente os ensaios de difração de raios X, análise termogravimétrica e térmica diferencial e determinação do resíduo insolúvel em ácido, foram realizados na Unidade de Caracterização Mineralógica e Microestrutural de Materiais (U3M) do Departamento de Materiais do LNEC.

A análise por DRX baseia-se na propriedade de os raios X, radiações de comprimento de onda da ordem de grandeza das distâncias interatómicas, poderem ser difratados pelos cristais, segundo orientações bem definidas. Esta técnica permite assim a identificação dos compostos cristalinos presentes nas amostras em pó.

Foram preparadas e ensaiadas duas amostras de argamassa, uma de revestimento e outra de assentamento. Os fragmentos de cada argamassa foram suavemente desagregados com martelo, de forma a não partir os grãos de agregado, tendo-se preparado dois tipos de subamostras ou frações (fração global e fração fina). A fração fina representa uma fração enriquecida nos compostos da pasta do ligante. Os difratogramas das argamassas apresentam-se na Figura 3.

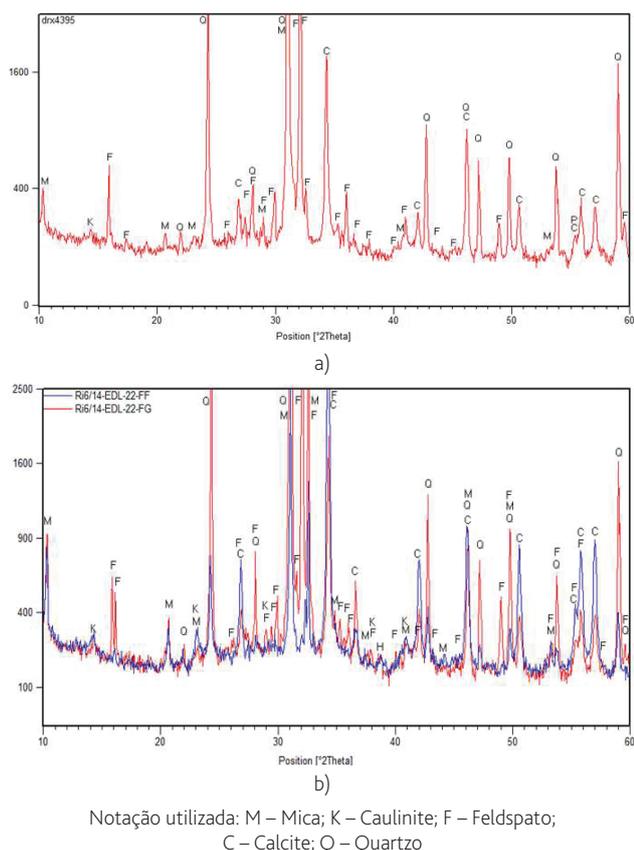


Figura 3 Registos difratométricos dos provetes de argamassa ensaiados: a) argamassa de revestimento (fração global); b) argamassa de assentamento (fração global + fração fina)

Face aos resultados obtidos para a composição mineralógica das argamassas pode concluir-se que os minerais identificados em maior proporção foram o quartzo e o feldspato, que, associados com mica e vestígios de caulinite, são compostos usuais numa areia siliciosa com uma componente argilosa. Em termos dos compostos da pasta do ligante detetou-se calcite, o que indica tratar-se de uma argamassa de cal aérea cálcica.

Nas mesmas amostras foram também realizados ensaios de análise termogravimétrica e térmica diferencial (TG/DTA). A termogravimetria é uma técnica utilizada para medir de forma contínua as variações de massa de uma amostra durante o aquecimento (ou arrefecimento) a uma velocidade constante. Reações que impliquem uma perda de massa (evaporação, sublimação, decomposição, redução) ou ganho de massa (oxidação, adsorção de gás) podem ser quantificadas. Uma variante da TG consiste em representar a sua derivada em função do tempo (DTG), a qual é muito útil para interpretar eficientemente as perdas de massa da curva termogravimétrica. Além da TG, foram ainda em simultâneo registadas as diferenças de temperatura relativamente a um material de referência – análise térmica diferencial. Estas diferenças de temperatura são causadas pela emissão ou absorção

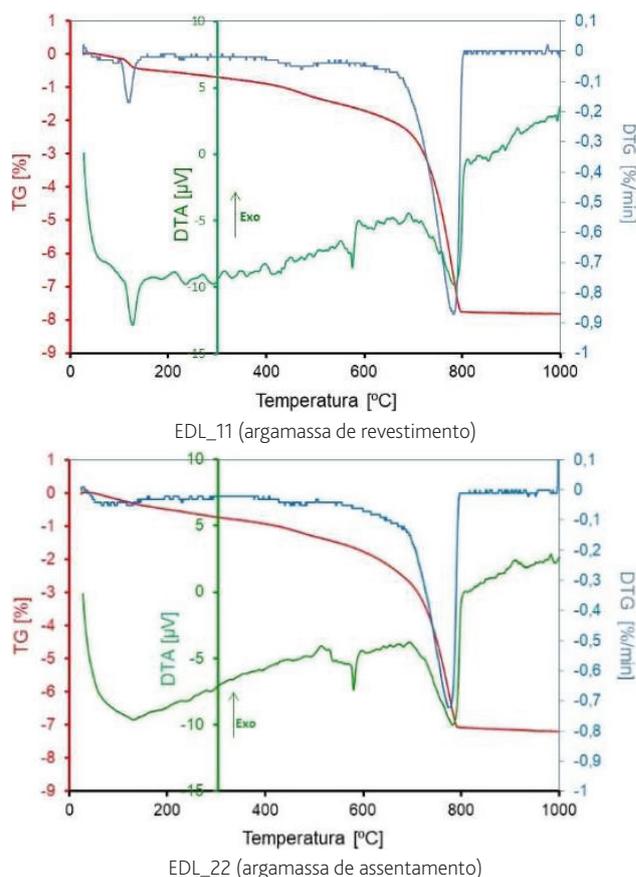


Figura 4 Curvas TG/DTA/DTG das amostras de argamassa

de calor pela amostra, as quais podem ou não produzir variações de massa (por ex: transformações estruturais).

Através do ataque ácido das amostras de argamassa determinou-se o valor de resíduo insolúvel em ácido, o qual corresponde ao teor de areia siliciosa presente nas amostras em análise.

Da análise dos resultados de TG/DTA/DTG (Figura 4) confirmam-se os resultados da DRX, nomeadamente com a principal perda de massa a ser característica da presença de carbonato de cálcio [8 e 9], comprovando que o ligante utilizado na argamassa foi uma cal aérea cálcica.

No Quadro 1 apresentam-se os teores dos constituintes das argamassas, levando em consideração as perdas de massa e o teor de resíduo insolúvel obtido para cada tipo de argamassa.

Confrontando os resultados de TG/DTA/DTG, de DRX e de resíduo insolúvel, conclui-se que nas duas argamassas o traço em peso é entre 1:8 e 1:9 (cal hidratada:areia), que traduzido em volume é muito próximo de 1:3. Este cálculo é realizado considerando que foi utilizada uma cal hidratada em pó como seria comum no período desta construção e que a relação entre a massa volumica do agregado e a da cal aérea é muito próxima de três.

Quadro 1 Valores de perda de massa, teores dos constituintes e traço das argamassas

Tipo de amostra	Perda de massa [%]					Perda ao rubro	Gesso	Calcite	Massa [%]			Traço em massa	
	25-95 °C	95-150 °C	150-400 °C	400-550 °C	550-850 °C				Cal hidratada	Resíduo insolúvel	Fração solúvel	Areia	Cal
Argamassa de assentamento	0,12	0,34	0,43	0,61	6,28	7,82	-	14,3	11	81	4,7	8	1
Argamassa de revestimento	0,20	0,74	0,38	0,57	5,60	7,20	3,5	12,7	9	83	4,3	9	1

3.1.2 Ensaios físicos e mecânicos

Os ensaios físicos e mecânicos realizados às argamassas de assentamento e revestimento, nomeadamente ensaio de resistência à compressão, ensaios de medição da velocidade de propagação de ultrassons e ensaio para a determinação da porosidade aberta e massa volúmica aparente, foram realizados na Unidade de Revestimentos de Paredes (URPa) do Departamento de Edifícios do LNEC.

Para quantificar a resistência à compressão de provetes de argamassas irregulares procedeu-se a uma adaptação para amostras recolhidas *in situ* do método normalizado preconizado na norma EN 1015-11: 1999 [10] com base na Ficha de Ensaio do LNEC FE Pa 42 [11]. Este método consiste basicamente na colocação do provete na máquina de ensaio para aplicação da carga sem choque, de uma forma gradual, a fim de obter-se a rotura entre 30 e 90 segundos. Neste caso não foi necessário recorrer a uma “argamassa de confinamento” para ajustar as dimensões e forma dos provetes, uma vez que os provetes selecionados tinham uma área e espessura adequados para aplicação da força de compressão. Foram ensaiados seis provetes de argamassa de revestimento e cinco provetes de argamassa de assentamento, conforme se ilustra na Figura 5. Os resultados relativos à resistência à compressão

e deformação na rotura obtidos para os dois tipos de argamassas sintetizam-se no Quadro 2.

Para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico das argamassas foram realizados ensaios de medição da velocidade de propagação de ultrassons. O objetivo deste ensaio consiste na avaliação da compacidade e rigidez das argamassas. Foi utilizado o aparelho *Steinkamp Ultrasonic tester BP-7*, para determinação da velocidade de propagação das ondas ultrassónicas. O aparelho é constituído por dois transdutores (emissor e recetor) e um módulo central, que emite as ondas e procede à leitura e registo do tempo de propagação, conforme se ilustra na Figura 6b. O ensaio foi executado utilizando o método indireto de acordo com a Ficha de Ensaio do LNEC FE Pa 43 [11] baseada na norma NP EN 12504-4 [12].

Foram ensaiados provetes de argamassa de assentamento e de argamassa de revestimento através de 2 alinhamentos, conforme se ilustra na Figura 6a. As velocidades de propagação dos ultrassons e o módulo de elasticidade dinâmico obtido no ensaio sintetizam-se no Quadro 2.

Foram também realizados ensaios para a determinação da porosidade aberta e massa volúmica aparente. Os procedimentos deste ensaio baseiam-se na norma portuguesa NP EN 1936 [13]. A

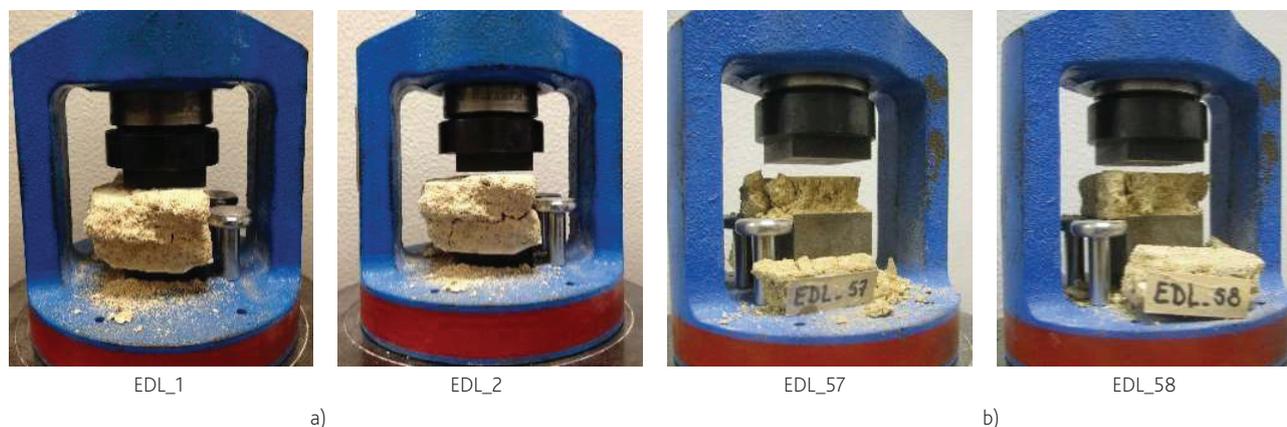


Figura 5 Provetes de argamassa sujeitos ao ensaio de resistência à compressão: a) argamassa de revestimento e b) argamassa de assentamento

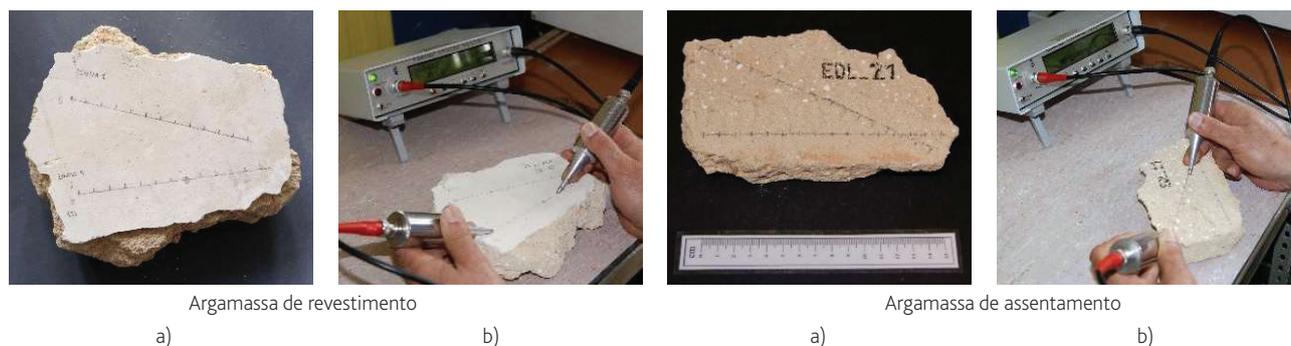


Figura 6 Provetes de argamassa sujeitos ao ensaio de medição da velocidade de propagação de ultrassons: a) identificação dos alinhamentos; b) realização do ensaio

Quadro 2 Resultados médios e respetivos desvios padrão obtidos para os diversos ensaios realizados para cada tipo de argamassa

Grandeza em estudo	Argamassa de revestimento		Argamassa de assentamento	
	Valor médio	Desvio padrão	Valor médio	Desvio padrão
Resistência à compressão [MPa]	1,54	0,83	1,27	0,19
Extensão na rotura [-]	0,08	0,02	0,16	0,01
Velocidade de propagação dos ultrassons [m/s]	1275	110	1091	132
Módulo de elasticidade dinâmico [GPa]	2,53	0,44	2,04	0,49
Porosidade aberta [%]	31,67	1,53	33,50	1,29
Massa volúmica aparente [kg/m ³]	1703	25	1615	47

determinação da porosidade aberta (P_o), dada em percentagem, é realizada de acordo com a equação (1) e sintetizada no Quadro 2:

$$P_o = \frac{m_s - m_d}{m_s - m_h} \times 100 \quad (1)$$

O valor de m_s corresponde à massa do provete saturado, o valor de m_d corresponde à massa do provete seco, e o valor de m_h corresponde à massa hidrostática do provete. A determinação da massa volúmica aparente, dada em kg/m³, é realizada de acordo com equação (2) e sintetizada no Quadro 2, considerando a massa volúmica da água (ρ_{rh}) correspondente à temperatura medida dentro do exsiccador.

$$\rho_b = \frac{m_d}{m_s - m_h} \times \rho_{rh} \quad (2)$$

3.2 Tijolos

Também das paredes recolhidas do edifício de estudo, selecionaram-se dez tijolos cerâmicos maciços e dez tijolos cerâmicos furados para realização de ensaios de resistência à compressão e ensaios para determinação do módulo de elasticidade estático. Estes ensaios foram realizados na Unidade de Comportamento de Estruturas do Departamento de Estruturas do LNEC. Os tijolos têm uma dimensão aproximada de 23 × 11 × 7 cm³ (comprimento, largura, altura). Por

observação visual dos vários elementos constituintes das paredes, verificou-se que, dentro do mesmo tipo de tijolos cerâmicos (maciços e furados), existiam dois grupos diferentes provenientes de duas fábricas distintas com métodos de fabrico também diferentes. Por essa razão, cada tipo de tijolos foi dividido em dois grupos: tijolos furados do tipo 1 (TF1) e do tipo 2 (TF2) e tijolos maciços do tipo 1 (TM1) e do tipo 2 (TM2).

Para ambos os ensaios houve a necessidade de se recorrer a uma regularização de ambas as faces que estão em contacto com os pratos da prensa, evitando assim zonas de concentração de tensões. Para quantificar a resistência à compressão dos tijolos cerâmicos procedeu-se a uma adaptação do método normalizado preconizado na norma portuguesa NP EN 772-1:2002 [14]. Este método consiste basicamente na colocação do provete na máquina de ensaio para aplicação da carga sem choque, isto é, de uma forma gradual e com uma velocidade controlada. A carga foi aplicada no sentido da menor dimensão do provete, igual ao estado de carregamento a que os elementos em análise estão a ser sujeitos quando estão inseridos em paredes nos edifícios em uso.

Foram ensaiados 5 tijolos de cada um dos 4 grupos existentes, conforme se ilustra na Figura 7. Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão sintetizam-se no Quadro 3.

Para quantificar o módulo de elasticidade estático de tijolos cerâmicos, usaram-se os restantes 5 provetes de cada um dos grupos

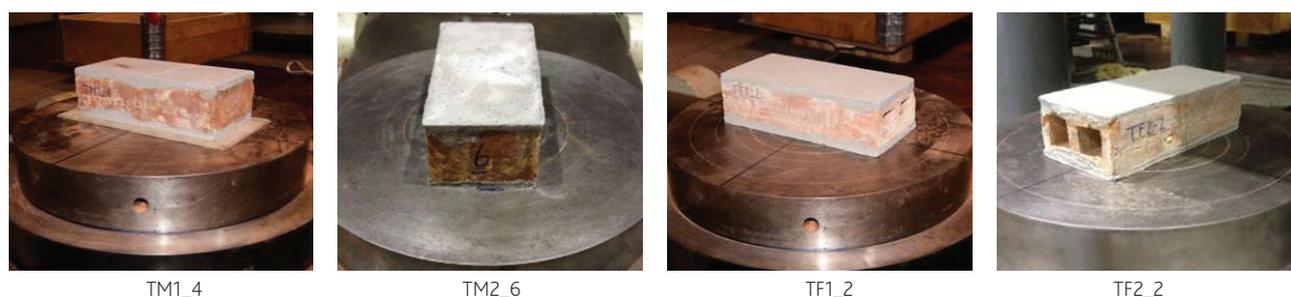


Figura 7 Tijolos cerâmicos selecionados para o ensaio de resistência à compressão

Quadro 3 Resultado dos ensaios de resistência à compressão e ensaio para determinação do módulo de elasticidade estático dos tijolos cerâmicos

Grandeza em estudo	Resistência à compressão [MPa]		Módulo de elasticidade estático [GPa]	
	Valor médio	Desvio padrão	Valor médio	Desvio padrão
Tijolos maciços do tipo 1 (TM1)	35,43	3,56	20,17	0,99
Tijolos maciços do tipo 2 (TM2)	39,62	1,57	15,14	0,72
Tijolos furados do tipo 1 (TF1)	15,20	4,43	16,99 *	6,74 *
Tijolos furados do tipo 2 (TF2)	13,04	2,82	15,29 *	3,87 *

* Trata-se de uma estimativa do módulo de elasticidade médio, que quantifica a relação força vs. deformação do tijolo furado e não do material constituinte do tijolo. A deformabilidade do tijolo é bastante influenciada pela geometria da furação que é muito irregular em cada tijolo.

de tijolos e procedeu-se à sua instrumentação. O objetivo deste ensaio é determinar os valores de deformação do material para cada nível de força. Fazendo um gráfico que relaciona a tensão imposta com a deformação obtida, e traçando uma linha de tendência obtém-se o valor do módulo de elasticidade dos tijolos cerâmicos furados e maciços utilizados nas paredes de alvenaria.

Para se obter a deformação colou-se um extensómetro em cada face dos provetes. A aplicação de carga foi realizada de acordo com o posicionamento dos tijolos na parede de alvenaria e os extensómetros foram colados de forma a ficarem alinhados com a carga. Foram aplicados 4 ciclos de carga ao provete, o primeiro ciclo é aplicado para um nível de carga 100 kN acima do limite de um terço da força média de rotura para eventuais ajustes iniciais, enquanto os três ciclos seguintes são aplicados para níveis de carga de um terço da força média de rotura. Os módulos de elasticidade estáticos obtidos sintetizam-se no Quadro 3.

4 Caracterização da alvenaria

4.1 Alvenaria não reforçada

As amostras de alvenaria foram retiradas diretamente das diversas paredes do edifício usando uma serra elétrica arrefecida com água com um disco de grandes dimensões para que o corte fosse realizado de uma única vez, conforme se ilustra na Figura 8a. O processo de remoção foi cuidadosamente realizado tentando corresponder o mais possível às diretrizes preconizadas na norma ASTM C 1420 – 03a [15], sendo que as amostras de parede com tijolo cerâmico maciço (MOM#) foram retiradas do piso térreo e

as amostras de parede com tijolo cerâmico furado (MOF#) foram retiradas dos pisos 1, 2 e 3, visto que os pisos 4 e 5 estavam bastante danificados. Foram escolhidas as paredes originais sem danos e os revestimentos existentes foram, sempre que possível, preservados junto das paredes. Após a remoção, a amostra da parede original foi cuidadosamente colocada em caixas de madeira e pré-comprimida com o auxílio de madeiras e cintas ajustáveis, com os espaços vazios colmatados por plásticos de bolhas para que os eventuais impactos do transporte fossem minimizados, conforme se ilustra na Figura 8b. O aparelho de assentamento é realizado a “uma vez” conforme se ilustra no esquema da Figura 8c.

Após a sua receção as amostras foram colocadas na Unidade de Comportamento de Estruturas (UCEst) do Departamento de Estruturas do LNEC, local onde foram realizados os ensaios. As amostras de paredes foram cuidadosamente observadas para averiguar se existiam fissuras e todo o material que se encontrava solto foi removido (nomeadamente as fiadas das extremidades de forma a que a amostra fosse o mais representativa possível de um troço de parede sem danos). Obtiveram-se assim provetes (*muretes*) mais ou menos regulares, com uma dimensão aproximada de 70 cm de largura por 80 cm de altura, que foram identificados tendo em conta os ensaios a que seriam sujeitos.

As quatro faces dos *muretes* sujeitos ao ensaio de compressão diagonal foram regularizadas, conforme se exemplifica na Figura 9a. Como a parede será suportada através de dois cantos, todas as faces estarão em contacto com o dispositivo de suporte, logo optou-se por fazer a regularização de todas as faces de forma a optar pelo canto que melhor se ajusta ao dispositivo de suporte.

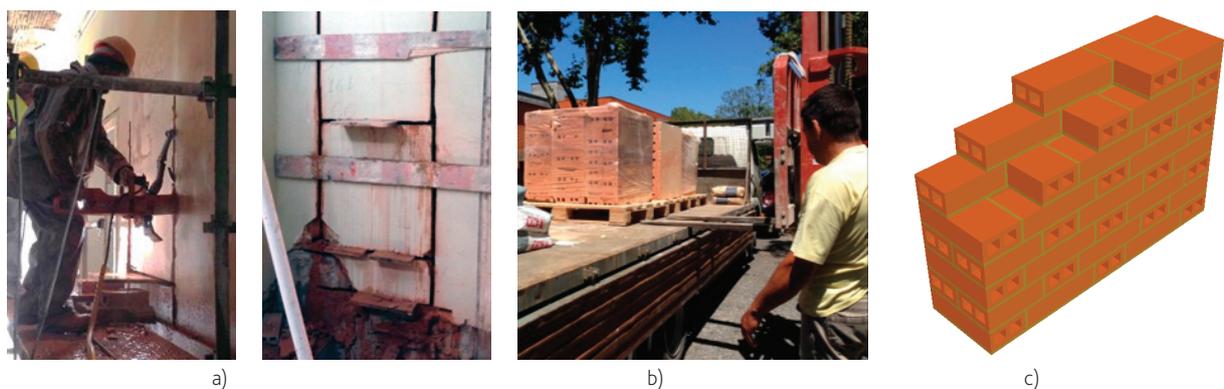


Figura 8 Remoção das amostras no edifício de estudo e transporte para as instalações do LNEC: a) corte da amostra da parede original; b) acondicionamento das paredes para transporte; c) tipo de aparelho de assentamento das amostras

No caso dos *muretes* de tijolo cerâmico furado, antes da regularização lateral das faces, todos os furos foram tapados superficialmente com poliestireno expandido por forma a que a argamassa de regularização não preenchesse os furos dos tijolos.

Foram realizados ensaios de compressão diagonal com o objetivo de avaliar a capacidade de distorção da parede no seu próprio plano devido à atuação de uma força horizontal (caso da ação sísmica). Neste ensaio procedeu-se a uma adaptação do método normalizado preconizado na norma ASTM E519/E519M – 10 [16].

Dada a limitação de a ponte rolante da sala de ensaios só ter um guincho, foi montada uma estrutura auxiliar para colocação de um cadernal por forma a poder rodar os *muretes* com vista ao encaixe dos cantos do provete nas peças de suporte, conforme se ilustra na Figura 9b. Após colocação do *murete* na posição de ensaio, procedeu-se à instrumentação do mesmo.

Dado que as peças de suporte só permitem a colocação dos provetes a 45° e que a geometria dos provetes é retangular com uma dimensão

aproximada de 70 cm de largura por 80 cm de altura, as diagonais do provetes não ficaram exatamente a 45°. Ou seja, a diagonal que une os vértices não ficou exatamente vertical, sendo que os valores dos ângulos de desvio (relativamente à vertical) foram medidos e variam entre 1.º e 3.º. O valor da força para o cálculo da tensão de corte foi posteriormente corrigido tendo em conta essa geometria.

O método de ensaio consiste basicamente na colocação do *murete* na máquina de ensaio para aplicação da carga sem choque, isto é, de uma forma gradual e com uma velocidade controlada de 0,005 mm/s com uma frequência de amostragem de 50 Hz. A aplicação de carga foi realizada verticalmente com o *murete* posicionado a 45° conforme se ilustra na Figura 9c. Foram ensaiados três *muretes* originais sem reforço de cada tipo de parede (alvenaria de tijolo cerâmico maciço e furado).

Na Figura 10 apresenta-se o tipo de rotura de cada um dos *muretes* originais após o ensaio de compressão diagonal, onde as linhas a amarelo representam a rotura pela argamassa de assentamento

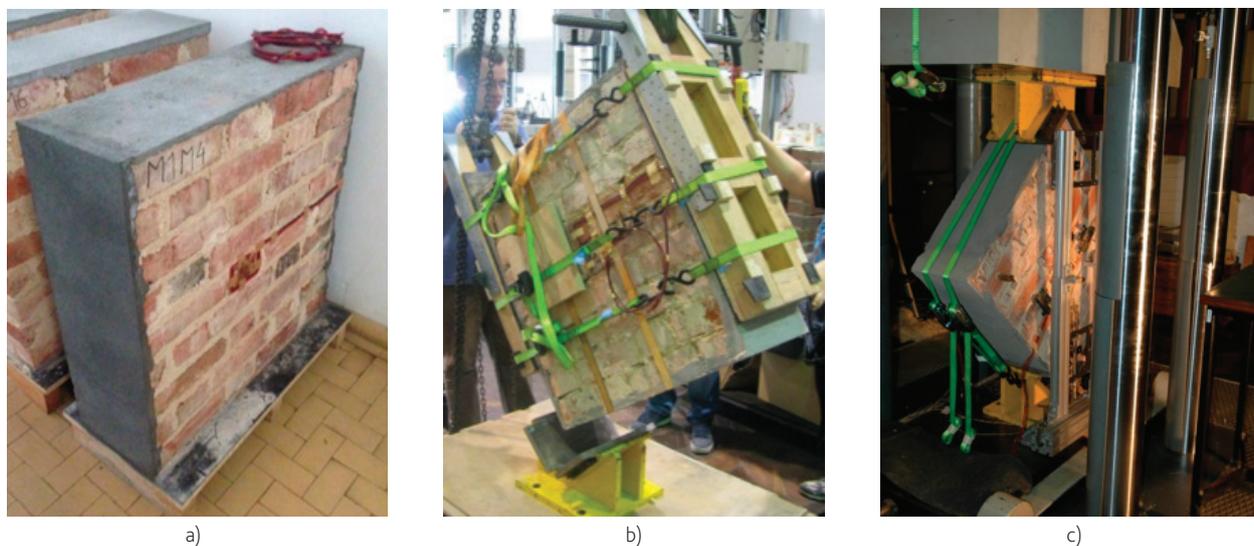


Figura 9 *Muretes* originais: a) rotação do provete; b) peças de suporte do provete; c) provete em ensaio

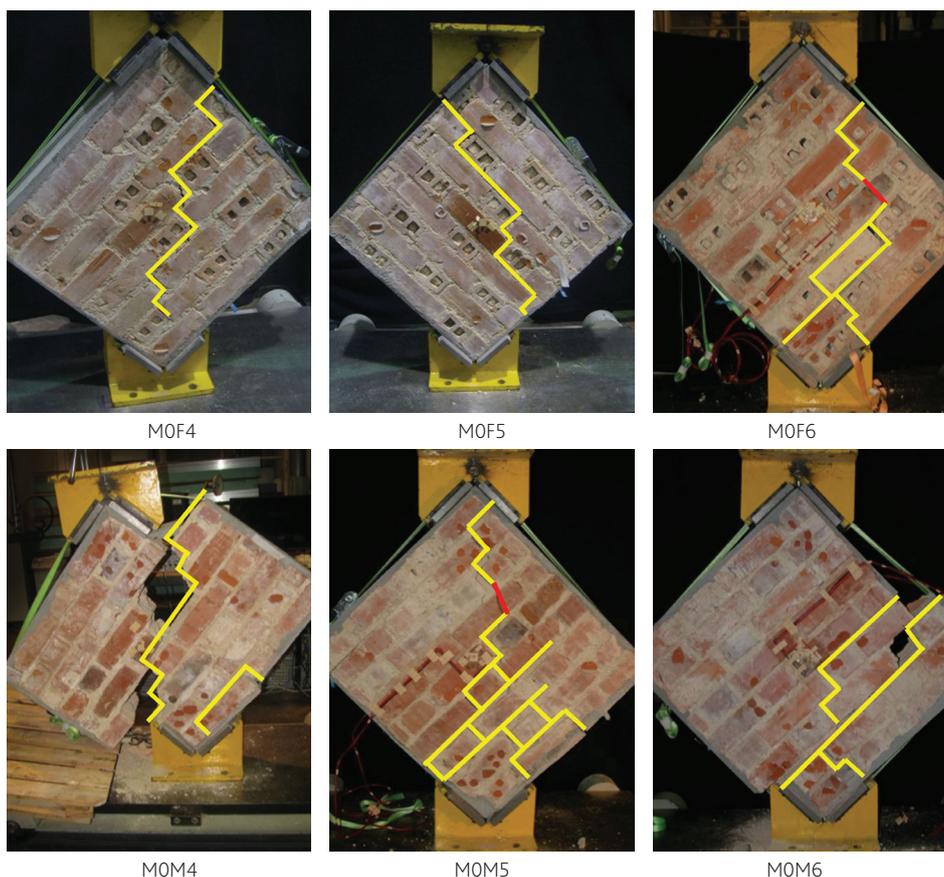


Figura 10 Roturas obtidas nos diversos provetes originais ensaiados

e as linhas a vermelho representam a rotura do tijolo cerâmico, verificando-se que a rotura é na sua grande maioria pelas juntas de argamassa. As tensões máximas atingidas no ensaio de compressão diagonal para os *muretes* originais são apresentadas no Quadro 4.

Dado não haver *muretes* originais em número suficiente para os ensaios das duas soluções de reforço em estudo, foi necessário construir novos *muretes* de tijolo cerâmico maciço com as mesmas dimensões simulando o melhor possível a constituição e o comportamento dos *muretes* originais, conforme se ilustra na Figura 11. Neste contexto foram utilizados os tijolos sobrantes da demolição do edifício devidamente limpos e escovados e realizada uma composição de argamassa de cal aérea ao traço 1:3 com mistura de agregado (areia de rio e areia de areeiro) tendo por base os resultados dos ensaios de caracterização das argamassas de assentamento apresentados anteriormente. Dois dos *muretes* novos foram selecionados e regularizados com a mesma metodologia dos *muretes* originais. Após um processo de cura das argamassas de assentamento de aproximadamente 1 ano, foram sujeitos a ensaios de compressão diagonal, conforme se ilustra na Figura 12, utilizando a mesma metodologia descrita anteriormente, tendo como principal objetivo a comparação dos resultados.

Na Figura 13 apresenta-se o tipo de rotura de cada um dos *muretes* novos após o ensaio de compressão diagonal, onde as linhas a

amarelo representam a rotura pela argamassa de assentamento, verificando-se que a rotura é sempre pelas juntas de argamassa. As tensões máximas atingidas no ensaio de compressão diagonal para os *muretes* novos são apresentadas no Quadro 4.

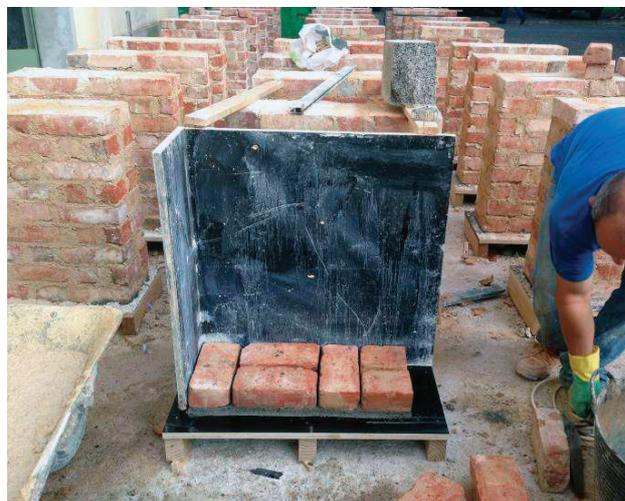


Figura 11 Construção de *muretes* novos de tijolo cerâmico maciço

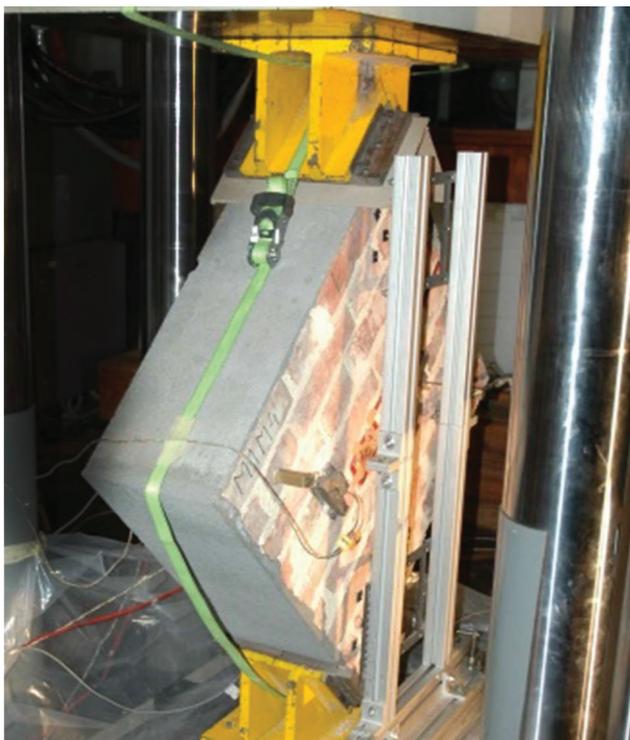


Figura 12 Murete novo durante o ensaio



Figura 13 Roturas obtidas nos muretes novos ensaiados

4.2 Alvenaria reforçada

Foram selecionados 6 muretes novos para aplicação de dois tipos de solução de reforço. As soluções de reforço escolhidas são compostas por revestimentos armados constituídos por: i) argamassa à base de cal hidráulica natural NHL 3,5 ao traço 1:2 e rede de fibra de vidro VIPLÁS 275 [17] e ii) argamassa à base de cimento ao traço 1:3 e rede de fibra de vidro VIPLÁS 275 [17].

Os revestimentos armados foram aplicados nos muretes novos 7 meses após a sua construção, período este que corresponde a uma cura considerada representativa das características a longo prazo das respetivas argamassas de assentamento. Os revestimentos armados foram aplicados em ambas as faces dos muretes com uma

espessura de 3 cm (2 cm para a camada de regularização + 1 cm para a camada de acabamento). Foi criada uma estrutura de madeira à volta dos muretes por forma a que a rede de reforço permanecesse esticada durante a aplicação e respetiva cura do revestimento. A rede foi fixada ao murete parede através de conectores plásticos, com aproximadamente 7 cm de comprimento, numa malha de 50 cm de largura por 50 cm de altura centrada no murete, conforme se ilustra na Figura 14.

Garantido um tempo de cura de pelo menos 28 dias para a argamassa de cimento e pelo menos 90 dias para a argamassa de cal hidráulica, os muretes reforçados foram sujeitos a ensaios de compressão diagonal utilizando a mesma metodologia descrita anteriormente, conforme se ilustra na Figura 15. Na Figura 16 e Figura 17 apresenta-se o tipo de rotura de cada um dos muretes reforçados após o ensaio de compressão diagonal.



Figura 14 Aplicação dos revestimentos armados nos novos muretes

Após a remoção dos revestimentos armados observou-se uma fissura diagonal denteada na parede de alvenaria, típica de uma rotura por corte. As linhas a amarelo representam a rotura pela argamassa de assentamento e as linhas a vermelho representam a rotura do tijolo cerâmico, verificando-se que a rotura é na sua grande maioria pelas juntas de argamassa.

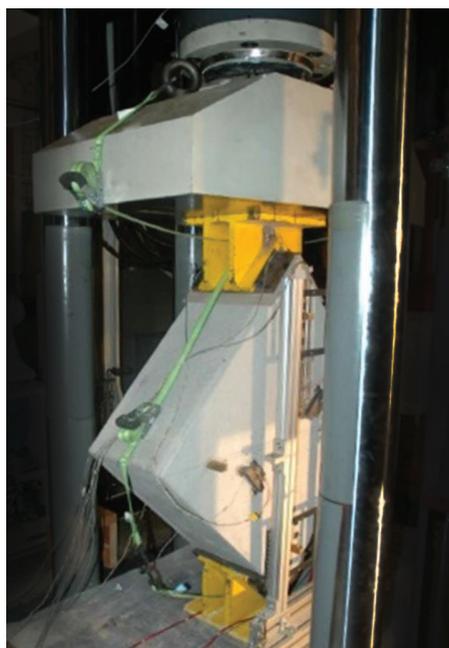
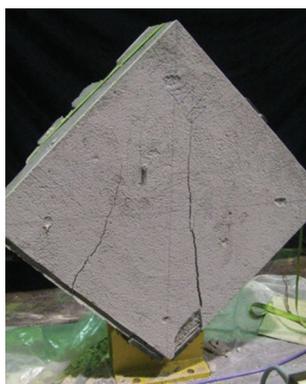


Figura 15 Murete reforçado durante o ensaio

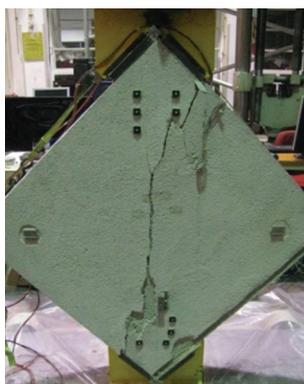
Na Figura 18 ilustra-se a título de exemplo a rotura da parede para cada tipo de murete reforçado. As tensões máximas atingidas no ensaio de compressão diagonal para os muretes reforçados são apresentadas no Quadro 4.

Quadro 4 Tensões máximas atingidas no ensaio de compressão diagonal para todos os muretes ensaiados

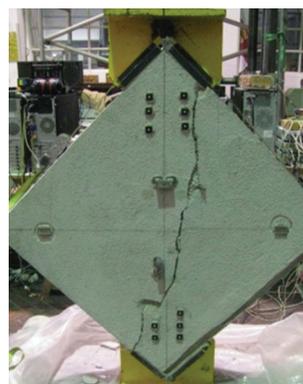
Tipo de provete	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]
Muretes originais de alvenaria de tijolo maciço	0,15	0,03
Muretes originais de alvenaria de tijolo furado	0,17	0,04
Muretes novos	0,09	0,00
Muretes novos reforçados com argamassa de cimento e rede de fibra de vidro	0,78	0,11
Muretes novos reforçados com argamassa de cal hidráulica natural e rede de fibra de vidro	0,27	0,02



M2M1



M2M2

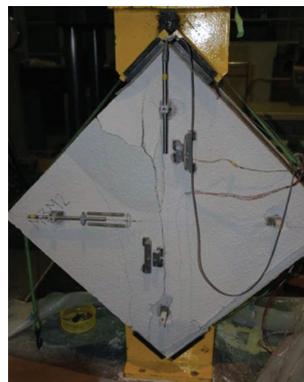


M2M3

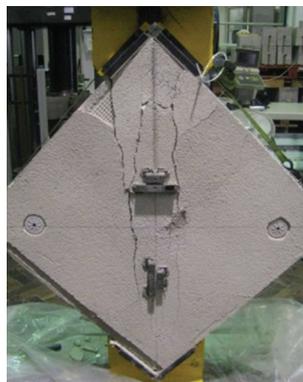
Figura 16 Roturas obtidas nos muretes reforçados com argamassa de cimento e rede de fibra de vidro



M3M1

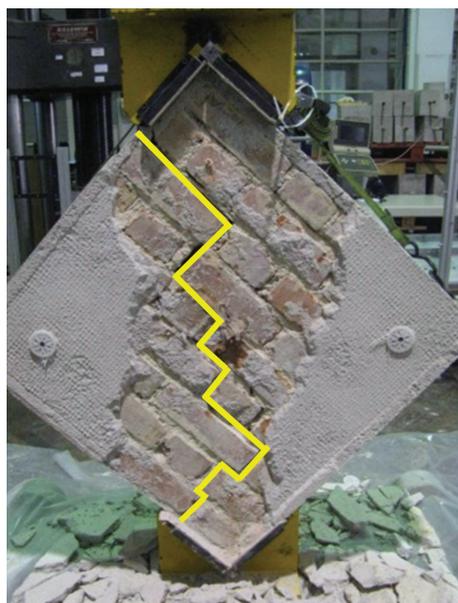


M3M2

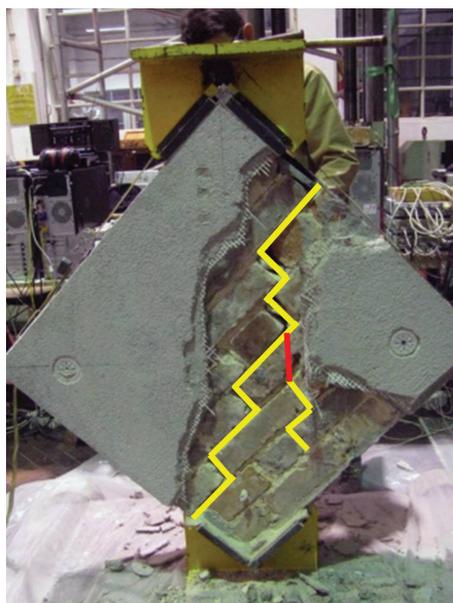


M3M3

Figura 17 Roturas obtidas nos muretes reforçados com argamassa de cal hidráulica e rede de fibra de vidro



Murete reforçado com argamassa de cal hidráulica e rede de fibra de vidro



Murete reforçado com argamassa de cimento e rede de fibra de vidro

Figura 18 Roturas obtidas na alvenaria dos *muretes* reforçados

5 Conclusões

Relativamente aos ensaios realizados nas argamassas, os resultados obtidos comprovam que as argamassas de revestimento e de assentamento são do mesmo tipo, com ligante de cal aérea e agregado essencialmente silicioso, provavelmente provenientes de areeiro, como se verifica pela presença de mica e caulinite. O uso de areias com alguma argila é bastante corrente neste tipo de argamassas, por conferir alguma "goma", muito apreciada pelos mestres que faziam a aplicação.

As argamassas apresentam resistências moderadas e deformações na rotura relativamente elevadas, como expetável neste tipo de argamassas [18 e 19]. Os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos determinados através do ensaio de medição da velocidade de propagação de ultrassons são característicos de uma argamassa de cal sem a existência de fissuração. Os resultados obtidos para porosidade aberta e massa volúmica aparente comprovam mais uma vez a semelhança entre os dois tipos de argamassa, sendo os valores obtidos concordantes com o tipo de argamassas de cal utilizadas nesta época, com porosidades muito elevadas.

Relativamente aos resultados obtidos nos ensaios realizados nos tijolos cerâmicos verifica-se que este material é bastante resistente (obtendo-se valores médios aproximados para a resistência à compressão de 40 MPa para os tijolos maciços e de 15 MPa para os tijolos furados), em comparação com a argamassa que os une (onde foi obtida uma resistência à compressão de aproximadamente 1 MPa). Sendo a resistência à compressão bastante superior nos tijolos maciços justifica-se plenamente a sua utilização nas paredes dos pisos inferiores pois são estas paredes que suportam o peso de todo o edifício. Verificou-se ainda que os resultados relativos ao módulo de elasticidade estático têm maior variabilidade nos

tijolos furados, visto que a furação e a irregularidade geométrica influenciam bastante a medição realizada pelo extensómetro.

Tendo em conta as tensões máximas obtidas nos ensaios de compressão diagonal dos *muretes* originais, verifica-se que as paredes de alvenaria resistente de tijolo cerâmico apresentam uma resistência ao corte reduzida quando solicitadas horizontalmente. Verificou-se que em todos os ensaios de compressão diagonal realizados, todas as roturas ocorreram maioritariamente nas ligações argamassa tijolo, quer nos *muretes* de tijolos furados quer nos *muretes* de tijolo maciço, o que indica que a argamassa é o elemento condicionante no comportamento das paredes sujeitas às ações horizontais. O facto de se ter obtido aproximadamente a mesma tensão de corte nos dois tipos de muretes originais (maciços e furados) é consistente com o facto de a rotura ser condicionada pela argamassa de assentamento

Os resultados obtidos nos *muretes* novos são mais reduzidos do que nos *muretes* originais pois a aderência da argamassa de assentamento é inferior, facto que se poderá dever ao menor aperto da argamassa na construção dos provetes, ou à menor porosidade superficial dos tijolos por terem já sido utilizados. Nas paredes reais a argamassa fica bastante apertada durante muitos anos devido ao peso da parede subjacente, não sendo possível simular este aspeto aquando da construção dos *muretes*, o que contribui para justificar a menor resistência das paredes novas.

Os resultados obtidos nos *muretes* reforçados permitem concluir que ambos os reforços escolhidos aumentam de uma forma bastante satisfatória a capacidade resistente da parede. Embora no caso do reforço de cimento essa capacidade resistente seja superior, a compatibilidade entre o revestimento armado e o suporte não é tão satisfatória como no reforço com cal hidráulica.

Verificou-se que no reforço com argamassa de cimento houve maior destacamento entre a primeira camada de revestimento e a parede de alvenaria do que no reforço com argamassa de cal hidráulica, evidenciando assim uma maior compatibilidade da argamassa de cal hidráulica com este tipo de parede de alvenaria. No entanto, no reforço com argamassa de cal hidráulica verificou-se que a ligação entre as duas camadas de revestimento não foi tão eficaz, mostrando assim que a abertura da malha da rede deveria ser de maior dimensão para facilitar a ligação entre camadas.

Agradecimentos

Este trabalho insere-se no Projeto de Investigação e Inovação 2013-2020 do LNEC "REuSE – Revestimentos para Reabilitação: Segurança e Sustentabilidade". Os autores agradecem a colaboração da empresa A2P Consult, Lda., e das empresas Coporgest e HCI Construções, S.A., por terem possibilitado a obtenção dos provetes de paredes de alvenaria. Os autores também agradecem à empresa Vimaplás pelo fornecimento da rede de fibra de vidro, à SECIL Argamassas pelo fornecimento de cimento e cal hidráulica NHL 3,5 e mão de obra para a aplicação dos revestimentos armados, assim como às empresas Lena Agregados, S.A. e Soarvamil – Sociedade de Areias de Vale de Milhaços, Lda. pelo fornecimento das areias.

Referências

- [1] Mauro, A.; De Felice, G. – "Seismic assessment of multi-leaf masonry strengthened with injections or transversal ties". 8th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions (SAHC 2012), Jerzy Jasieńko ed., Wrocław, Polónia, Outubro 15-17, 2012.
- [2] Valluzzi, M.R.; Modena, C.; De Felice, G. – "Current practice and open issues in strengthening historical buildings with composites", *RILEM Materials and Structures*, vol. 47(12), pp. 1971-1985, Dezembro de 2014.
- [3] De Santis, S.; De Felice, G. – "Tensile behaviour of mortar-based composites for externally bonded reinforcement systems". *Composites Part B: Engineering*, Vol. 68, pp. 401-413, janeiro de 2015.
- [4] D'Ambrisi, A.; Feo, L.; Focacci, F. – "Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCM materials and masonry". *Composites Part B: Engineering*, vol. 46, pp. 15-20, 2013.
- [5] Malena, M.; De Felice, G. – "Externally bonded composites on a curved masonry substrate". *Composite Structures*, vol. 112, pp. 194-206, 2014.
- [6] Papanicolaou, C.G.; Triantafyllou, T.C.; Papathanasiou M.; Karlos, K. – "Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading". *RILEM Materials and Structures*, vol. 41(1), pp. 143-157, 2008.
- [7] Borri, A.; Castori, G.; Corradi, M. – "Shear behavior of masonry panels strengthened by high strength steel cords". *Construction and Building Materials*, vol. 25(2), pp. 494-503, 2011.
- [8] Santos Silva, A.; Adriano, P.; Magalhães, A.; Pires, J.; Carvalho, A.; Cruz, A. J.; Mirão, J.; Candeias, A. – "Characterization of historical mortars from Alentejo's religious buildings". *International Journal of Architectural Heritage*, 4(2), p. 138-154, 2010.
- [9] Santos Silva, A.; Santos, A.R.; Veiga, M.R.; Lera, F. – "Characterization of mortars from the Fort of Nossa Senhora da Graça, Elvas (Portugal) to support the conservation of the monument". 4th Historic Mortars Conference - HMC2016, Santorini, Greece, 10- Outubro, pp. 42-49, 2016.
- [10] CEN - Comité Europeu de Normalização – EN 1015-11: 1999 - "Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar", 1999, Bruxelas.
- [11] Veiga, M.R.; Santos, D. – "Métodos de ensaio de revestimentos existentes – Ensaio in situ e ensaios em laboratório sobre amostras recolhidas em obra", Lisboa: LNEC. Relatório 39/2016 – DED/NRI, Proc. 0803/112/19460, Relatório não confidencial, 2016.
- [12] IPQ - Instituto Português da Qualidade – NP EN 12504-4: 2007 – "Ensaio do betão nas estruturas – Parte 4: Determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons", outubro de 2010, Caparica.
- [13] IPQ - Instituto Português da Qualidade – NP EN 1936:2008 – "Métodos de ensaio para pedra natural; Determinação das massas volúmicas real e aparente e das porosidades total e aberta", setembro de 2008, Caparica.
- [14] IPQ - Instituto Português da Qualidade – NP EN 772-1:2002 – "Método de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 1: Determinação da resistência à compressão", Julho de 2002, Caparica.
- [15] ASTM - American Society for Testing and Materials – ASTM C 1420 – 03a - "Standard Practice for Selection, Removal and Shipment of Manufactured Masonry Units Placed in Usage", West Conshohocken, Pennsylvania, Estados Unidos da América, 2003.
- [16] ASTM - American Society for Testing and Materials – ASTM E519/E519M – 10, "Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages", West Conshohocken, Pennsylvania, Estados Unidos da América, Julho 2010.
- [17] LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil – "VIPLÁS 167 e VIPLÁS 275 – Redes para reforço de revestimentos de paredes (para aplicação em ETICS)", Documento de Homologação de novos materiais e processos de construção DH942, julho de 2017, <http://www.lnec.pt>.
- [18] Veiga, M. R. *et al.* – "Lime-based mortars: viability for use as substitution renders in historical buildings", *International Journal of Architectural Heritage*, (2) vol. 4, pp.177-195, abril-junho de 2010, Philadelphia: Taylor e Francis, Paulo B. Lourenço e Pere Roca eds. Special Issue. ISSN 1558-3058. DOI: 10.1080/15583050902914678.
- [19] Magalhães, A.; Veiga, M.R. – "Physical and mechanical characterisation of ancient mortars. Application to the evaluation of the state of conservation", *Materiales de Construcción*, (295), vol 59: 61-77, 2009. doi: 10.3989/mc.2009.41907.

Comportamento fora do plano de paredes de alvenaria de pedra: análise experimental e numérica

Out-of-plane behaviour of stone masonry walls: experimental and numerical analysis

Helena Maccarini
Graça Vasconcelos
Hugo Rodrigues
Javier Ortega
P.B. Lourenço

Resumo

Tendo como principal objetivo contribuir para o melhor entendimento do comportamento fora de plano dos elementos de alvenaria de pedra, este artigo apresenta os resultados de uma campanha experimental e numérica realizada em duas paredes em forma de U e representativas da arquitetura vernacular portuguesa. Foram realizados ensaios não destrutivos nas paredes de alvenaria para a caracterização dos materiais e dois ensaios destrutivos para avaliação do seu comportamento mecânico quando submetidas a ações fora do plano. Os resultados experimentais foram utilizados para a calibração de modelos numéricos de elementos finitos assumindo comportamento isotrópico da alvenaria.

Abstract

The main objective of this paper is to contribute to a better understanding of the out-of-plane behavior of unreinforced stone masonry walls. This paper presents the results of an experimental and numerical campaign carried out on two U-shaped walls representative of Portuguese vernacular architecture. The experimental campaign included non-destructive tests for characterization of the material and an out-of-plane cyclic loading test for the characterization of the overall response of the walls. The experimental results were used in the calibration of numerical models based on finite elements and assuming isotropic behavior of masonry.

Palavras-chave: Paredes de alvenaria / Comportamento fora do plano / Ensaios experimentais / Análise numérica

Keywords: Masonry walls / Out-of-plane behavior / Experimental tests / Numerical analysis

Helena Maccarini

ISISE, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
helenamaccarini2@gmail.com

Graça Vasconcelos

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

Hugo Rodrigues

RISCO, Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal
hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt

Javier Ortega

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

P.B. Lourenço

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

Aviso legal

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

Legal notice

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

MACCARINI, H. [et al.] – Comportamento fora do plano de paredes de alvenaria de pedra: análise experimental e numérica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 19-38.

1 Introdução

A alvenaria de pedra é uma técnica tradicional de construção que tem sido usada em diversas construções históricas e edifícios correntes em todo o mundo. Frequentemente estes edifícios têm demonstrado um desempenho inadequado face às ações sísmicas, traduzindo-se em perdas humanas e económicas significativas. O colapso das paredes face a ações fora do plano são muito frequentes e os danos são ainda mais evidentes em edifícios onde a qualidade de construção é pobre.

Do ponto de vista estrutural, a alvenaria é considerada como um material heterogéneo, com propriedades dependentes das propriedades dos seus componentes individuais (unidades, argamassa e material de enchimento) e da sua ligação. Apesar da longevidade de muitos dos edifícios de alvenaria de pedra, estes apresentam em muitos casos um comportamento inadequado face à ação sísmica, o que se traduz em diferentes tipos de colapso.

Os danos observados após a ocorrência de sismos recentes demonstraram que as fachadas são os elementos mais vulneráveis dos edifícios de alvenaria. As fachadas têm tendência a separar-se das estruturas internas, como paredes transversais e pisos, colapsando para fora do plano. Exemplos de possíveis colapsos de paredes de alvenaria para fora do plano são apresentados na Figura 1. Atualmente o estudo do comportamento fora do plano tem sido alvo de maior atenção por parte da comunidade científica em particular com recurso a estudos experimentais laboratoriais e *in situ*, que têm como objetivo obter dados de resistência, rigidez, capacidade de deformação e mecanismos de colapso.

O conhecimento atual ainda é muito moderado, o qual se traduz em dificuldades no processo de reforço e reabilitação deste tipo de estrutura, devido a falta do conhecimento das propriedades mecânicas para o cálculo de projetos ou para adotar na modelação numérica.

Através de ensaios laboratoriais, pretende-se avaliar o comportamento de paredes de alvenaria à escala real ou reduzida sujeitas a ações para fora do plano. Estas ações podem ser simuladas de diferentes formas, nomeadamente como cargas distribuídas através da aplicação de *airbags* ou através de cargas pontuais a partir da utilização de atuadores hidráulicos.

Podem ser referidos diferentes exemplos de ensaios fora do plano em provetes de alvenaria. Martins *et al.* [2] obtiveram resultados experimentais do comportamento de alvenarias de pedra de junta seca de pano duplo sujeitas a ações fora do plano. Os provetes foram ensaiados a uma escala reduzida com configuração em U e com controlo de deslocamento, através de aplicação de força distribuída por um *airbag* de modo a simular a ação sísmica. Costa *et al.* [3] realizaram testes em duas fachadas de construção de alvenaria de pedra em grande escala. Os testes foram intercalados com identificação dinâmica modal para avaliar o dano da estrutura de acordo com a modificação da frequência e da vibração principal. Ferreira *et al.* [4] analisaram dois tipos de ensaios fora do plano: aplicando uma carga uniformemente distribuída na superfície da parede através de sistema de *airbags* de nylon e a aplicação de uma carga linear recorrendo a um atuador hidráulico posicionado no topo dos provetes de parede. Dois ensaios com o mesmo objetivo, mas com diferenças significativas na forma como a ação horizontal é simulada.



Figura 1 Exemplos de modos de colapso de paredes de alvenaria de pedra em edifícios após o sismo de L'Aquila – 2009 [1]

Com o intuito de se obter informação sobre os materiais e a geometria das paredes de alvenaria assim como para uma melhor compreensão do comportamento mecânico das paredes de alvenaria, recorre-se, sempre que possível, a ensaios *in situ*. Estes ensaios têm uma grande vantagem relativamente aos ensaios de laboratório porque permitem a utilização da alvenaria original, quando em laboratório é necessário reproduzir as paredes com novos materiais ainda que compatíveis com os existentes.

Do ponto de vista de caracterização do comportamento de paredes de alvenaria para fora do plano foi implementada por Ingham & Ismail [5] a aplicação de uma carga distribuída com *airbags* em ensaios *in situ*. Muitos destes foram realizados em edifícios na Austrália e na Nova Zelândia, sendo de referir uma série de ensaios *in situ* realizados em paredes reforçadas com barras de aço NSM-TS numa residência construída na Nova Zelândia em 1884. Posteriormente os resultados foram confirmados através da realização de ensaios cíclicos em laboratório em paredes reconstruídas com as mesmas características técnicas daquelas do ensaio *in situ*.

Além da componente experimental, a avaliação da vulnerabilidade no património construído também tem sido estudada com recurso a modelos numéricos. Partindo do conhecimento de que a alvenaria é um material heterogêneo e devido às características das matérias constituintes relacionadas com a elevada resistência à compressão, baixa resistência à tração, comportamento anisotrópico e descontinuidades, a sua modelação consiste numa tarefa complexa. Segundo Lourenço [6], estas técnicas apresentam diferentes níveis de complexidade, desde simples métodos gráficos com recurso a cálculos manuais, formulações matemáticas complexas e grandes sistemas de equações não-lineares. A escolha do método de análise depende da qualidade da informação referente às características mecânicas e geométricas, da capacidade computacional e do objetivo do trabalho.

Assim, o conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria é fundamental para sua modelação numérica e previsão do seu comportamento estrutural, assim como para o apoio à escolha de técnicas de reparação e reforço de modo a que os materiais aplicados na intervenção sejam compatíveis com os materiais existentes. O conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria, principalmente alvenarias pertencentes a construções históricas, é adquirido por meio de ensaios não destrutivos que

devem ser interpretados de forma a contribuir para a calibração dos modelos numéricos.

2 Metodologia

2.1 Introdução

A campanha apresentada neste trabalho tem como objetivo principal caracterizar o comportamento fora do plano de duas tipologias de alvenaria de pedra, que são características da arquitetura vernácula. Assim os objetivos principais foram: (1) Realizar um programa experimental composto por duas paredes de alvenaria ligadas a paredes transversais (provetes de alvenaria em forma de U) com aparelhos distintos, (2) Realizar ensaios não destrutivos a fim de obter dados de parâmetros mecânicos para serem adotados na modelação numérica e (3) Calibrar um modelo numérico com base nos resultados experimentais e na caracterização das paredes por meio de ensaios não destrutivos. E ainda, (4) realizar um estudo paramétrico para avaliar os parâmetros mais influentes no comportamento fora do plano das paredes de alvenaria de pedra. A metodologia utilizada é detalhada na Figura 2.

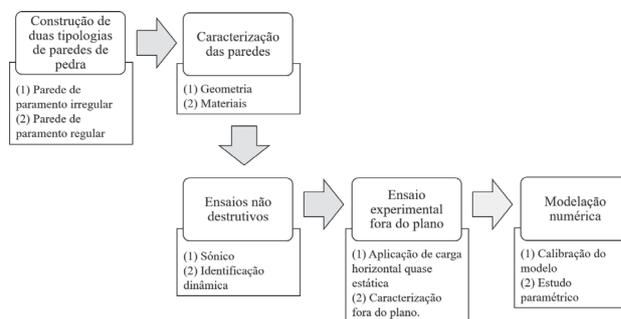


Figura 2 Metodologia aplicada

2.2 Geometria das paredes

Para o caso de estudo foram definidas duas paredes constituídas pelo mesmo material, com morfologia diferente. Uma com assentamento irregular composta por unidades irregulares e uma

segunda com paramento regular, com juntas horizontais alinhadas e juntas verticais desalinhadas. Foi utilizado granito da região norte de Portugal e argamassa de cal natural pré-doseada. Dado que um dos objetivos deste trabalho é simular o comportamento de paredes de fachada para fora do plano, foram consideradas paredes transversais para representarem as ligações das fachadas às paredes perpendiculares, por isso foi adotada uma geometria em forma de U, que liga o alçado com paredes transversais por meio de cunhais, ver Figura 3.

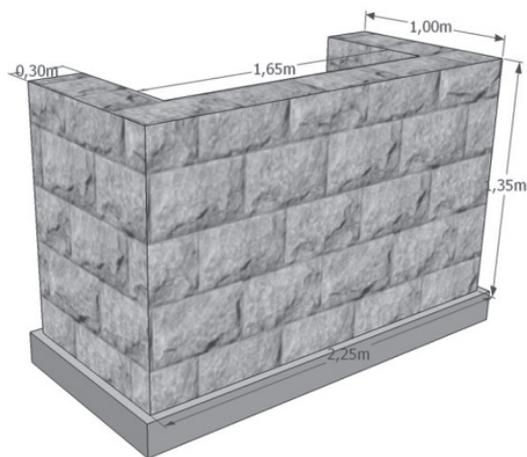


Figura 3 Geometria e dimensões das amostras

A secção transversal das paredes é constituída por um pano duplo com ligação através de unidades travadoras. Para que a ligação entre os panos fosse eficiente optou-se por distribuir em cada fiada duas unidades travadoras não alinhadas verticalmente com as unidades travadoras da fiada inferior e superior. Outro facto considerado foi a posição das pedras nos cunhais, sendo que o assentamento de cada camada é perpendicular ao assentamento das camadas inferior e superior a esta.

As dimensões definidas para as unidades foram de aproximadamente 0,28 m de comprimento, 0,23 m de altura e 0,17 m de espessura. As dimensões geométricas das paredes são semelhantes: 1,35 m de altura, 0,3 m de espessura e 2,25 m de comprimento para as parede frontal. Os elementos de parede laterais apresentavam 1,35 m de altura, 0,3 m de largura e 1 m de comprimento. A razão de esbelteza da estrutura h/t equivale a 4,3 e o volume $1,47 \text{ m}^3$ cada. A geometria está baseada na redução das dimensões de modelos reais para a metade, também utilizados na bibliografia [2], assumindo a realização dos ensaios à escala reduzida 1:2.

2.3 Detalhes construtivos

Para a construção das paredes foi utilizada uma argamassa pré-doseada à base de cal natural, ligante hidráulico e areias classificadas. Para cada 30 kg de argamassa pré-doseada foram adicionados 5 l de água, conforme as instruções do fabricante. Durante a mistura da argamassa, foram retiradas amostras para caracterizar as propriedades mecânicas da mesma. Com base no ensaio proposto pela Norma EN 1015 [7,8] foi determinada

a consistência da argamassa no estado fresco obtendo-se uma consistência de escoamento plástico. O resultado obtido de resistência permitiu classificar a argamassa como uma argamassa M5. Com os dados de massa e volume dos provetes destes ensaios obteve-se a densidade da argamassa aos 28 dias correspondente a $1833,76 \text{ kg/m}^3$. O esquema geométrico obtido no final da construção das paredes encontra-se ilustrado na Figura 4, onde as unidades de cor cinzenta representam as pedras travadoras. Em média foram adicionadas cerca de 6 pedras travadoras por m^2 . Em ambos os casos foi utilizado material não coesivo (granito) para preenchimento do núcleo. A Figura 5 mostra, como exemplo, o levantamento geométrico da primeira fiada de cada parede.

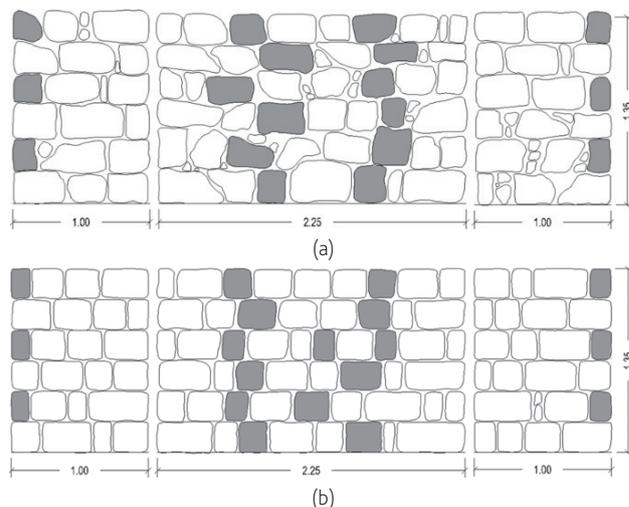


Figura 4 Alçados das paredes: (a) Parede 1; (b) Parede 2

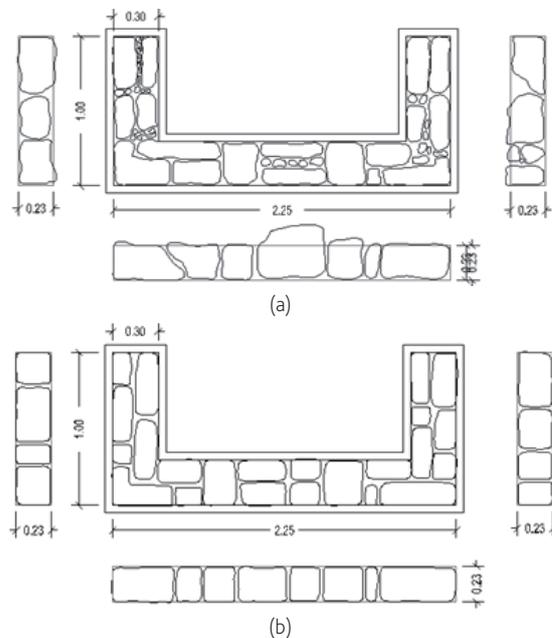


Figura 5 Morfologia da primeira fiada: (a) Parede 1; (b) Parede 2



Figura 6 Construção da parede 1



Figura 7 Construção da parede 2

A partir dos levantamentos da geometria efetuados, foi possível calcular, de forma aproximada, as áreas das pedras por m^2 de cada parede e por conseguinte calcular o volume de argamassa e pedra de cada parede. Conhecendo a densidade da argamassa ($1833,36 \text{ kg/m}^3$), e admitindo a densidade da pedra de 2600 kg/m^3 determinou-se a densidade das duas morfologias adotadas neste trabalho, ver Tabela 1. As paredes foram construídas sobre uma viga de fundação em betão armado de 20 cm de espessura. As fases de construção das amostras são apresentadas nas Figuras 6 e 7.

Tabela 1 Densidade das alvenarias

Parede	Pedra		Argamassa			Alvenaria	
	Volume (m^3)	Densidade (kg/m^3)	Massa (kg)	Volume (%)	Densidade (kg/m^3)		Massa (kg)
*valores em 1 m^2 de alçado							
Parede 1	0,23256	2600	604,7	22,5	1833,8	123,66	2427,8
Parede 2	0,25818	2600	671,3	13,9	1833,8	76,69	2493,3

2.4 Campanha de ensaios

As duas paredes foram caracterizadas através de ensaios não-destrutivos, nomeadamente ensaios sísmicos e ensaios de identificação dinâmica, sendo estes realizados em duas etapas:

(1) após a construção das paredes e antes da realização do ensaio destrutivo para fora do plano (paredes sem dano) e (2) após a realização do ensaio para fora do plano (paredes com dano).

Após os ensaios não destrutivos foram realizados os ensaios destrutivos para fora do plano com aplicação de uma carga horizontal uniformemente distribuída na superfície interior da parede frontal de forma a representar uma ação fora do plano.

3 Ensaios não destrutivos

Os ensaios sísmicos e a identificação dinâmica fornecem informação qualitativa e quantitativa, que em conjunto permitem estimar as propriedades elásticas da alvenaria, como o módulo de elasticidade, ou as frequências e modos de vibração, que por sua vez constituem dados importantes para calibração dos modelos numéricos.

3.1 Ensaios sísmicos

Os ensaios sísmicos (diretos e indiretos) foram realizados 7 dias após a construção das paredes. O pulso sísmico foi induzido por meio de um martelo instrumental e posteriormente captado por um acelerómetro. O acelerómetro utilizado foi do tipo PCB 352B, a placa de aquisição do tipo NI USB – 4431 de frequência 102,4 kHz e o martelo instrumental de modelo 086D05 com frequência de 5000 Hz. A Tabela 2 apresenta os valores médios da velocidade de propagação das ondas sísmicas obtidas por medição direta numa malha 3×4 criada no alçado frontal de cada parede.

Tabela 2 Velocidade sónica – leituras diretas

Amostra	Velocidade (m/s)		
	Média	Desvio Padrão	Co V (%)
Parede 1	1506,47	329,45	0,22
Parede 2	1955,85	230,49	0,12

Com base nos resultados das medições indiretas de velocidade de propagação (V_p e V_R) obteve-se uma estimativa para o Coeficiente de Poisson (ν) e módulo de elasticidade (E) [9], tendo-se adotado o valor mencionado anteriormente para densidade da alvenaria (ρ) através das equações (1) e (2) respetivamente:

$$\frac{V_p}{V_R} = \sqrt{\frac{2(1-\nu) \cdot (1-\nu)^2}{(1-2\nu) \cdot (0,87 + 1,12\nu)^2}} \quad (1)$$

$$\frac{V_p}{V_R} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} \quad (2)$$

Os valores médios das propriedades elásticas de ambas as paredes de alvenaria são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 Propriedades obtidas pela velocidade de propagação das ondas sónicas (E , ν)

Amostra	Poisson (ν)			Módulo de Elasticidade Dinâmico (MPa)		
	Média	Desvio Padrão	Cov. (%)	Média	Desvio Padrão	Cov. (%)
Parede 1	0,33	0,04	10,91	3283,77	743,03	22,63
Parede 2	0,39	0,01	3,55	4115,65	465,92	11,32

Os valores apresentados na Tabela 2 indicam que as velocidades obtidas na parede 1 são inferiores aos obtidos na parede 2. Isso pode ser explicado pelo melhor imbricamento da parede 2, já que a sua morfologia possui um aparelho mais regular. A correlação da média das velocidades de propagação do pulso sónico com as características mecânicas (Tabela 3) confirma o melhor imbricamento da parede 2, com um módulo de Elasticidade mais elevado.

3.2 Ensaio de identificação dinâmica

O conhecimento das características dinâmicas de uma estrutura pode ser importante para a avaliação do dano e para a calibração de modelos numéricos [10]. Nesta secção é apresentado o processo utilizado na identificação dinâmica das paredes em estudo. A identificação dinâmica de cada parede foi realizada em duas fases:

antes do ensaio destrutivo, em que a parede não apresentava dano, e numa segunda fase, após o ensaio, considerando o dano induzido pela ação fora do plano. A identificação dinâmica foi realizada com acelerómetros colocados em coordenadas predefinidas em diferentes *setups* de acordo com configuração da Figura 8b.

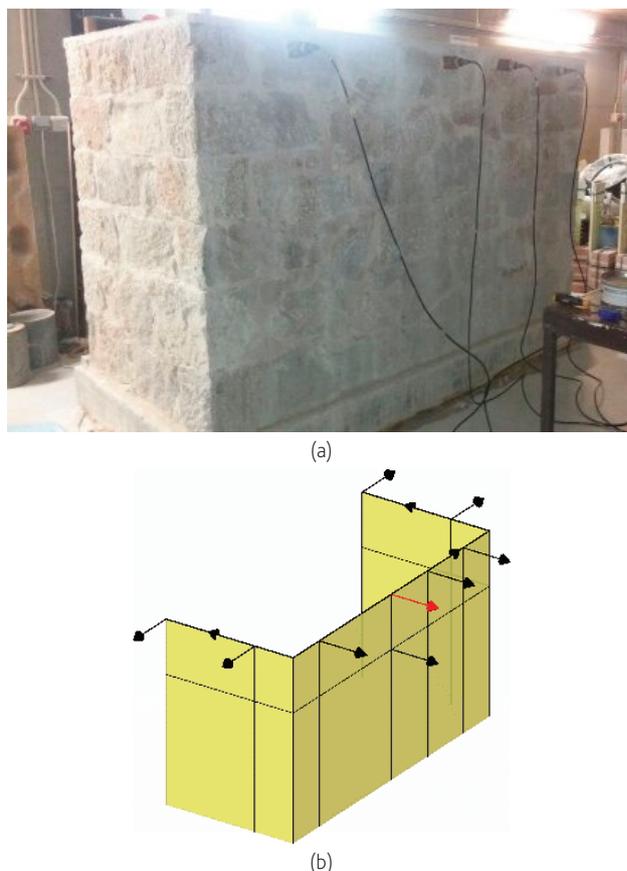


Figura 8 Procedimento da identificação dinâmica: (a) Fase do ensaio; (b) Localização dos acelerómetros

Para os ensaios foram utilizados acelerómetros piezoelétricos de modelo PCB 393B12 e uma fonte de aquisição de dados (DAQ) de 51,2 kHz. A estimativa das frequências foi feita a partir de duas análises modais operacionais, nomeadamente FDD (Frequency Domain Decomposition) e SSI-UPC (Stochastic Subspace Identification Unweighted Principal Components). Os resultados do ensaio dinâmico realizado antes da aplicação de carga horizontal apresentam-se na Figura 9. A parede 1 (paramento irregular) apresenta como frequência fundamental 25,8 Hz e a parede 2 (paramento regular) apresenta uma frequência de 26,7 Hz.

Como mencionado anteriormente, as paredes apresentam uma baixa diferença de massa, aproximadamente 2,6%. A Parede 2 apresentou uma frequência superior, quando comparada com a Parede 1, apesar de ter uma massa superior, o que indica uma maior rigidez deste elemento, associado eventualmente a um melhor imbricamento entre as unidades.

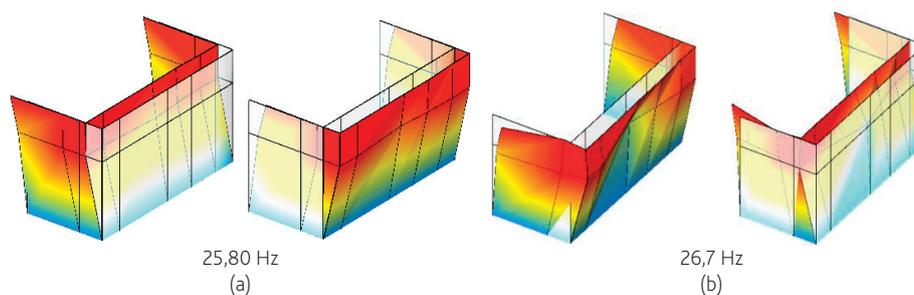


Figura 9 Modos das frequências fundamentais pré-ensaio de carga: (a) Parede 1; (b) Parede 2

4 Avaliação do comportamento para fora do plano

Para caracterizar o comportamento de paredes de alvenaria para ações fora do plano foi efetuada uma campanha experimental de aplicação de uma carga horizontal em cada uma das paredes de granito. A aplicação de uma carga horizontal foi realizada de forma quase estática, aplicando uma carga uniformemente distribuída na superfície interior da parede frontal. Na presente secção apresenta-se a descrição do esquema de ensaio, modo de aplicação da carga e os principais resultados obtidos nas duas paredes de alvenaria.

4.1 Esquema de ensaio

Com o objetivo de aplicar uma carga horizontal para simular a ação sísmica, foi aplicada uma carga uniformemente distribuída na superfície plana interior do alçado frontal (Figura 10a). Para este efeito, foi utilizado um airbag de nylon com dimensões de 1,65 m x 1,35 m. A estrutura de reação é constituída pela parede de reação do laboratório e por uma estrutura metálica colocada entre o airbag e a parede de reação, ver Figura 10b. Entre os perfis metálicos verticais posteriores e a parede de reação foram colocadas 4 células de carga para registar a carga horizontal aplicada na parede através do airbag. A colocação destas células pretende ultrapassar a dificuldade em calcular a área de contacto do airbag na parede, dado que esta varia com a deformação da parede durante o ensaio.

No topo superior de cada parede transversal foi colocado um perfil metálico para permitir a aplicação de uma carga vertical uniforme e constante. A carga vertical foi aplicada através de um atuador colocado entre o perfil metálico e a laje de reação (Figura 10a e Figura 10c), restringindo o deslocamento da parede lateral. Esta carga vertical pretende simular o peso próprio da cobertura de uma habitação tradicional. Assim, decidiu-se colocar uma carga vertical nas paredes transversais de 10 kN, correspondente a uma tensão normal de aproximadamente 0,05 MPa. A aplicação do carregamento horizontal é efetuada após a estabilização da carga vertical aplicada nas paredes transversais.

A lei de carregamento aplicada na parede apresenta-se na Figura 11. Ela é composta por repetições de cada nível de deslocamento, sendo esta uma forma de verificar a deformação plástica da estrutura e a eventual degradação de resistência. O deslocamento dos ciclos obtém-se considerando um incremento de 1,4 mm em relação ao carregamento anterior, correnpondendo a incrementos de *drift* de 0,1%, aproximadamente.

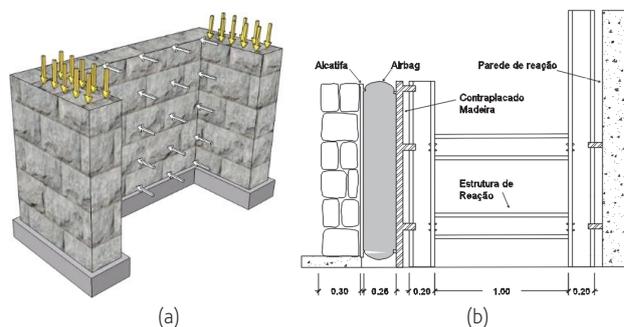


Figura 10 Configuração do ensaio para fora do plano: (a) Esquema em 3D; (b) Estrutura com perfil metálico HEB200; (c) Aplicação da carga vertical nas paredes transversais

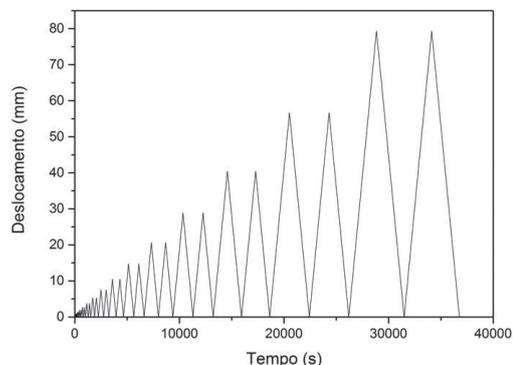


Figura 11 Lei de carregamento do ensaio fora do plano

Além do deslocamento registado no ponto de controlo, foram obtidos deslocamentos em mais 20 pontos da parede com o objetivo de obter a deformação global da parede. Os deslocamentos foram registados com recurso a transdutores de deslocamento (LVDT) colocados em diferentes pedras da parede frontal e dois em cada parede transversal (Figuras 12 e 13).

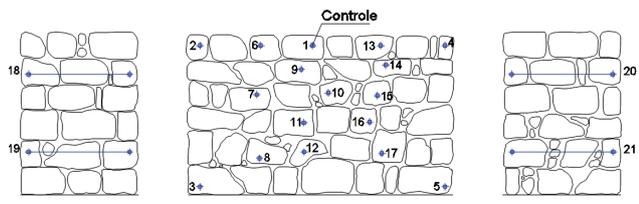


Figura 12 Localização dos LVDTs da parede 1



(a)



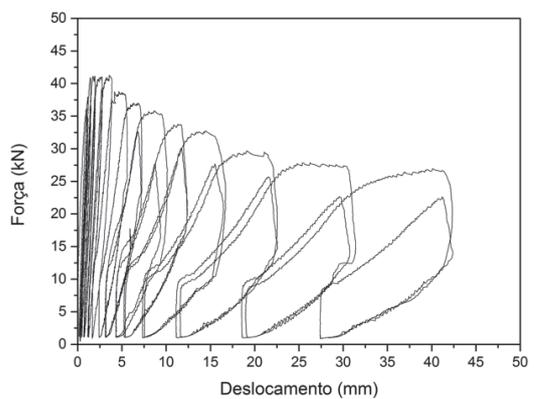
(b)

Figura 13 Localização dos LVDTs durante o ensaio de carga: (a) Parede 1; (b) Parede 2

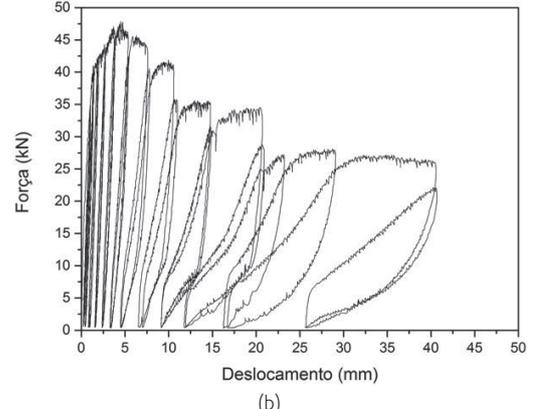
4.2 Análise dos resultados

A análise dos resultados dos ensaios para fora do plano foi feita com base nos diagramas força horizontal vs. deslocamento medido para fora do plano no ponto de controlo. Os diagramas obtidos nas duas paredes ensaiadas apresentam-se na Figura 14. Verifica-se que

o comportamento para fora do plano das duas paredes apresenta um ramo linear a partir do qual se regista um comportamento não linear para deslocamentos muito próximos do deslocamento correspondente à carga máxima. Após a carga máxima ser atingida existe uma redução progressiva da capacidade para aumento da deformação.



(a)



(b)

Figura 14 Diagrama Força vs. Deslocamento do LVDT de controlo: (a) Parede 1; (b) Parede 2

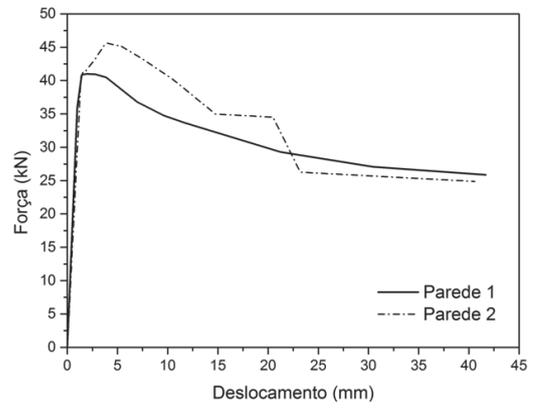


Figura 15 Comparação da envolvente monotónica dos primeiros ciclos do gráfico força vs. deslocamento da Parede 1 e da Parede 2

A capacidade de carga da parede 1 foi de 41,2 kN e da parede 2 foi de 47,8 kN. Os gráficos apresentam os deslocamentos máximos até o ponto onde foi realizada a lei de carregamento, sendo o deslocamento máximo de cerca de 41,6 mm na parede 1 e 40,6 mm na parede 2.

A envolvente do carregamento (Figura 15) mostra que a parede 2 tem uma resistência superior, em cerca de 11%, quando comparada com a parede 1.

4.3 Padrões de dano

Na presente secção são apresentados e analisados os padrões de dano (Figura 16) que caracterizam o comportamento para fora do plano das paredes em estudo. Além disso, foram relacionados os danos observados com o nível de carga aplicado nas paredes nos diagramas envolventes força vs. deslocamento (Figura 17).

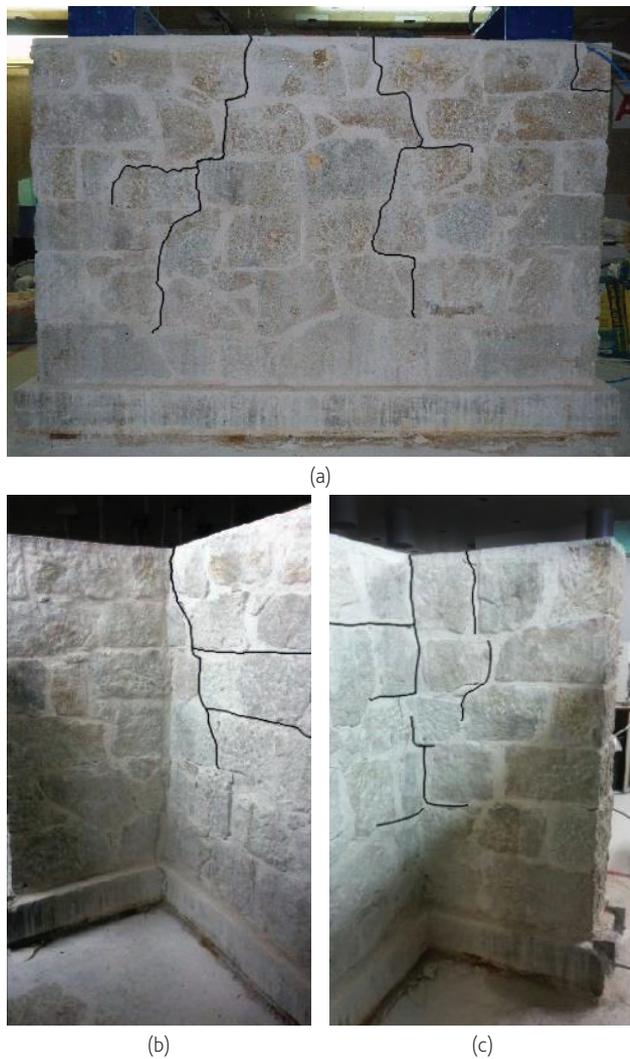


Figura 16 Caminho das fendas, parede 1: (a) alçado frontal externo; (b) e (c) alçados internos

Na Parede 1 as fendas mais relevantes apresentam-se no pano exterior do alçado frontal, e desenvolvem-se de forma quase simétrica (Figura 16a). As fendas na face interior são horizontais e o alçado esquerdo (Figura 16b) apresenta uma fenda vertical na ligação com o alçado frontal, indicando deficiências na ligação entre as unidades dos cunhais.

Na Parede 2 desenvolve-se uma fenda diagonal na parede frontal, ver Figura 17. Ao contrário da Parede 1, o desenvolvimento das fendas não foi simétrico, o que poderá estar relacionado com o desenvolvimento de uma fenda de espessura considerável na parede transversal esquerda, como se ilustra na Figura 17a.



(a)



(b)



(c)

Figura 17 Padrão de danos da parede 2

Verifica-se ainda que a superfície posterior da fachada principal apresenta uma fenda horizontal na segunda fiada (1/3 da altura da parede) em todo o comprimento da parede. A fenda na parede transversal direita só é visível no lado interior da parede, o que significa que não abrange a totalidade da espessura.

Nas Figuras 18 e 19 são apresentados os padrões de dano de cada parede no estado final do ensaio. Em ambos os casos, a deformação é compatível com a deformação de painéis apoiados em três bordos. Na parede 1 a deformação é praticamente simétrica, o que se traduz num padrão de fendilhação simétrico da parede frontal. Na parede 1 os maiores deslocamentos desenvolveram-se ao meio do vão superior da parede frontal.

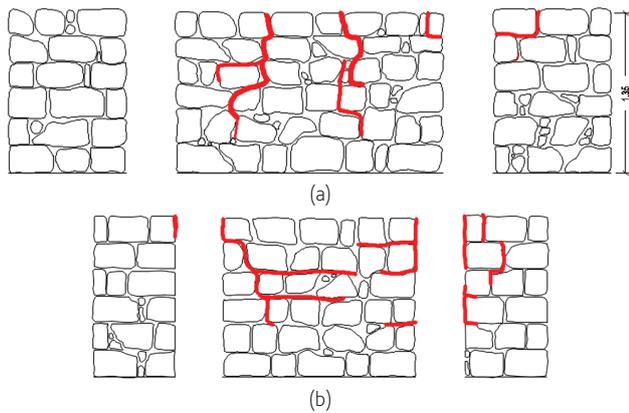


Figura 18 Danos dos alçados da parede 1 ao fim do ensaio de carga: (a) externos; (b) internos

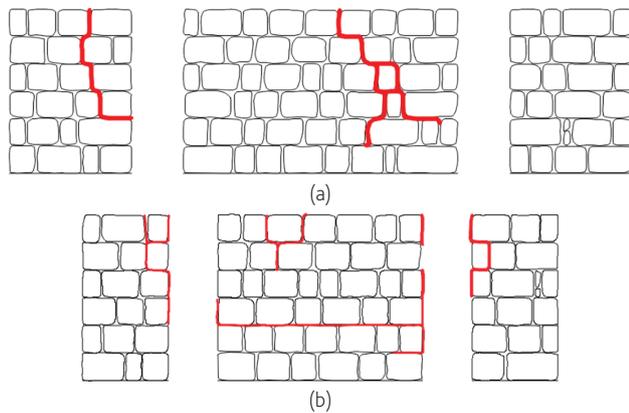


Figura 19 Danos dos alçados da parede 2 ao fim do ensaio de carga: (a) externos; (b) internos

No caso da parede 2, a deformação não é simétrica devido à localização de uma fenda na ligação entre a parede transversal esquerda e a parede frontal (Figura 19). A fenda da parede transversal ocorreu pelo deficiente travamento do cunhal, o que levou a uma maior deformação neste cunhal.

4.4 Ensaio de identificação dinâmica

Como referido anteriormente, o ensaio de identificação dinâmica foi realizado em duas fases: a primeira fase quando a parede não apresentava dano, e a segunda fase após a realização do ensaio e considerando o dano estrutural instalado no final do ensaio. Os resultados obtidos após os ensaios permitiram avaliar a degradação de rigidez introduzida pelo dano estrutural.

As frequências fundamentais e os respetivos modos de cada parede são apresentados na Figura 20. Após o ensaio destrutivo, a Parede 1 (parede de paramento irregular) apresentou uma frequência fundamental de 23,01 Hz e a Parede 2 (parede de paramento regular) apresentou uma frequência de 23,34 Hz.

As frequências obtidas neste ensaio são cerca de 3 Hz inferiores à frequência obtida nas paredes sem dano, o que corresponde a uma redução da rigidez de cerca de 20% no caso da parede 1 e de 24% no caso da parede 2.

4.5 Análise de resultados

De acordo com o Eurocódigo 8, os níveis de dano de uma estrutura podem ser descritos mediante três estados limites (EL) denominados: próximo do colapso (NC), dano severo (SD) e de limite de dano (DL). Outra metodologia de identificação de estados limites de dano foi introduzida por Tomažević [11]. Esta metodologia é baseada na identificação de três estados limites da curva envolvente do diagrama força vs. deslocamento experimental. A metodologia de Tomažević define os pontos de: fendilhação (H_{cr} , d_{cr}), resistência máxima ($H_{máx}$, $d_{Hmáx}$) e deslocamento máximo ($H_{dmáx}$, $d_{dmáx}$). Na Figura 21 são identificados os estados limites de acordo com os limites de deformação (drift) apresentados na Tabela 4.

A localização dos limites de cada referência permite verificar que os pontos definidos são próximos. O estado limite de dano (DL) adotado pelo Eurocódigo apresenta a mesma carga e o mesmo deslocamento que o estado limite de fendilhação (H_{cr} , d_{cr}), sendo identificado com a primeira variação de rigidez da curva de envolvente. A comparação dos valores do *drift* para este limite de dano indica que a Parede 2 (0,1%) apresenta *drift* ligeiramente superior ao valor apresentado para o mesmo estado limite da parede 1 (0,07%). O segundo ponto

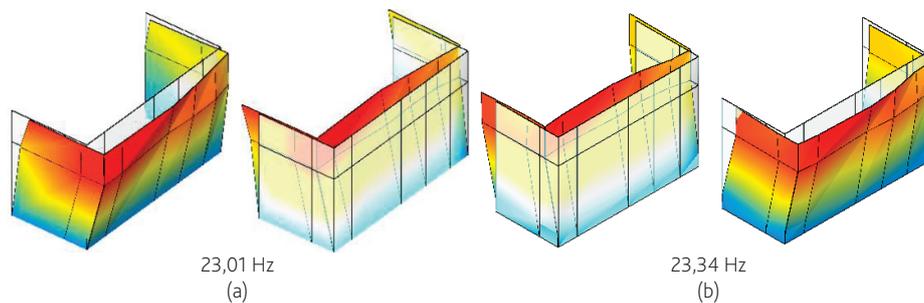
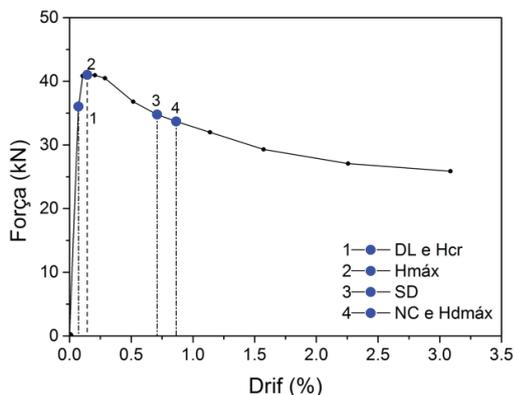
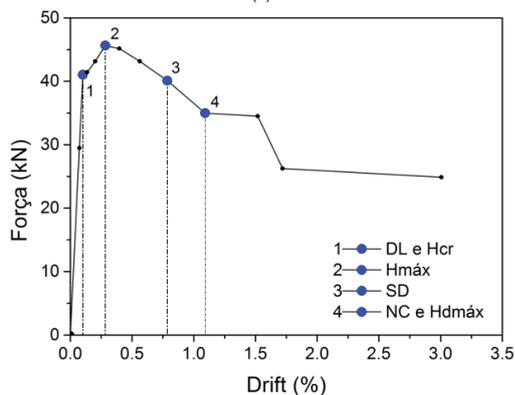


Figura 20 Modos das frequências fundamentais da parede pós-ensaio de carga: (a) Parede 1; (b) Parede 2

localizado é o ponto da carga máxima ($H_{m\acute{a}x}$, $d_{Hm\acute{a}x}$) e a comparação entre os resultados das duas paredes comprova que a parede 2 perde a resistência para uma deformação maior do que a parede 1. O mesmo é verificado no estado limite SD definido pelo Eurocódigo. No caso da parede 1 a deformação correspondente aos estados limites SD e NC são próximos, enquanto que na parede 2 a variação do *drift* entre esses limites é maior. Ou seja, a parede 2 após atingir o estado limite SD permite uma maior deformação que a parede 1 para atingir o colapso (NC).



(a)



(b)

Figura 21 Estados limites de dano: (a) Parede 1; (b) Parede 2

Tabela 4 *Drift* dos estados limites segundo Eurocódigo 8-3 e FEMA 356/357

Amostra	Drift (%)					
	DL	SD	NC	H_{cr}	$H_{m\acute{a}x}$	$H_{dm\acute{a}x}$
Parede 1	0,07	0,71	0,86	0,07	0,14	0,86
Parede 2	0,10	0,78	1,09	0,10	0,28	1,09

5 Análise numérica

A modelação numérica pode ser uma ferramenta de análise do comportamento estrutural da alvenaria de pedra sujeita a diferentes

combinações de ações. A simulação do comportamento estrutural tem como base a adoção de leis constitutivas adequadas capazes de reproduzir o comportamento mecânico dos materiais que a compõem.

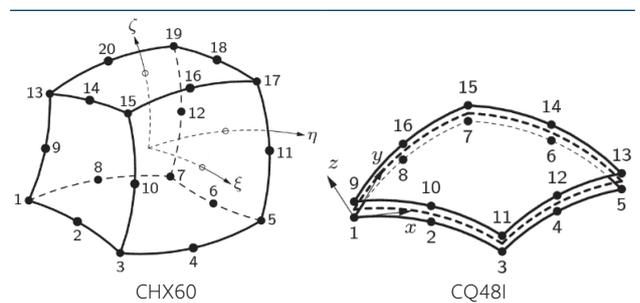
Neste estudo, a modelação numérica teve dois objetivos: (1) calibração de um modelo numérico com base nos resultados experimentais obtidos; (2) realização de um estudo paramétrico para avaliação da influência de alguns fatores no comportamento para fora do plano que não foram contemplados na campanha experimental.

Neste contexto, esta secção apresenta a metodologia de calibração do modelo numérico com base nos resultados experimentais. Numa primeira fase comparam-se os modos e as frequências fundamentais com os modos obtidos no modelo numérico. Numa segunda fase compara-se o comportamento experimental obtido nos ensaios das paredes de pedra para fora do plano com os resultados experimentais tendo como base uma análise não linear (*pushover*). A comparação é feita a partir nos diagramas força vs. deslocamento, deslocamentos, deformação global e padrão de dano. Após a calibração do modelo numérico, procedeu-se ao estudo paramétrico para análise da influência das propriedades mecânicas e das propriedades geométricas no comportamento para fora do plano das paredes de pedra.

5.1 Modelo numérico

O modelo numérico da parede utilizada nos ensaios para fora do plano foi efetuado no software comercial Diana [12] considerando a alvenaria como um material homogéneo. A modelação foi realizada com elementos de volume de 20 nós (CHX60), ver Tabela 5. Dado que se pretende efetuar a representação do modelo experimental da parede e como esta se encontra apoiada numa viga de betão armado que apoia na laje do laboratório, optou-se por representar também a base no modelo numérico. Como a viga de betão da base está apoiada sobre a laje, optou-se por considerar elementos de interface elásticos entre a superfície inferior da viga de betão e a laje de apoio. Para este efeito, e tendo em conta a compatibilidade com os elementos de volume, optou-se por elementos de interface entre dois planos de configuração tridimensional (CQ48I), ver Tabela 5.

Tabela 5 Tipos de elementos numéricos utilizados na malha do modelo



A malha de elementos finitos adotada para o modelo apresenta-se na Figura 22. Para ter uma boa representação da distribuição de tensões e da deformação na espessura da parede optou-se por utilizar uma divisão de 3 camadas na espessura. A dimensão dos

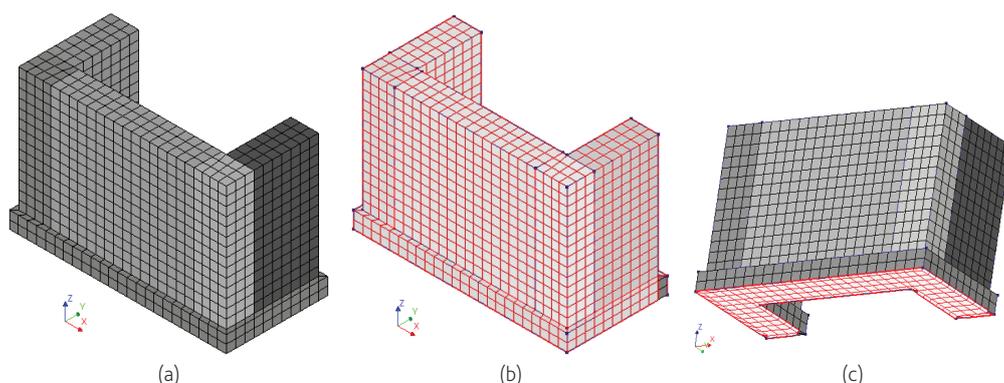


Figura 22 Malha do elemento finito: (a) malha; (b) elementos CHX60; (c) elementos CQ48I

elementos finitos é aproximadamente de 10 cm de lado, que se considera adequada face à dimensão da estrutura.

O comportamento não linear da alvenaria foi descrito através do modelo de tensões totais “total strain based in cracking model”, que define uma relação não linear entre tensões e extensões totais de tração e compressão. Este modelo assume que o início da fendilhação se inicia quando a tensão é superior à resistência do material. Após a abertura de fenda pode optar-se por admitir que a propagação da fenda tem sempre a mesma orientação “fixed crack model” ou muda de direção “rotative crack model”, tendo sido utilizada neste trabalho a opção de “rotative crack model” [12]. O comportamento em compressão é descrito por uma função parabólica e o comportamento em tração é descrito através de uma curva exponencial.

5.2 Calibração do modelo numérico

A calibração foi realizada em duas etapas: (1) aproximação das frequências fundamentais de cada modelo à frequência fundamental obtida em cada parede no ensaio experimental de identificação dinâmica (item 5.2.1), (2) comparação dos diagramas força vs. deslocamento obtidos nos ensaios experimentais fora do plano com os diagramas obtidos na análise não linear (*pushover*) realizada no modelo numérico (item 5.2.2).

5.2.1 Comparação dos modos e frequências naturais

Inicialmente foi realizada uma análise modal onde foram consideradas as propriedades elásticas dos materiais indicadas na Tabela 6, a fim de obter os modos e as frequências fundamentais da estrutura.

Tabela 6 Parâmetros lineares utilizados na modelação numérica

Propriedades Materiais	Parede 1	Parede 2
E (MPa)	2850	3600
Módulo de Poisson, ν	0,33	0,39
Densidade (kg/m ³)	2427,75	2493,18

A calibração da interface partiu do cálculo da rigidez da curva força vs. deslocamento obtida através do LVDT localizado no canto inferior esquerdo da parede 1. Após a obtenção do valor correspondente à rigidez nos eixos horizontais (x e y) a rigidez da interface da base nos três eixos (x, y e z) foi calibrada de modo a alcançar as frequências do ensaio dinâmico experimental (rigidez da interface de $3,97 \times 10^8$ N/m³ para os eixos horizontais (x e y) e $9,92 \times 10^8$ N/m³ para a rigidez do eixo vertical (z)).

Tabela 7 Resultados da calibração dinâmica e comparação entre os modos numéricos e experimentais

Experimental			
Parede 1		Parede 2	
Modo 1	Modo 2	Modo 1	Modo 2
25,80 Hz	33,26 Hz	26,70 Hz	34,85 Hz
Numérico			
Parede 1		Parede 2	
Modo 1	Modo 2	Modo 1	Modo 2
25,61 Hz	30,14 Hz	25,85 Hz	30,88 Hz
Erro (%)			
0,7	9,4	3,1	11,4
Valor do MAC			
0,97	0,82	0,94	0,80

A primeira frequência obtida na modelação numérica foi de 25,61 Hz para a parede 1 e de 25,85 Hz para a parede 2 e as suas participações modais no eixo do sentido de movimento para fora do plano foi de 73,72% e 74,68% respetivamente. A Tabela 7 apresenta as comparações dos modos no modelo numérico e no modelo experimental e a validação das frequências calculadas com base na avaliação da consistência dos modos (MAC – Modal Assurance Criterion). A análise dos resultados permite concluir que os valores elevados do MAC validam a adequabilidade do modelo desenvolvido para as paredes de alvenaria de pedra.

5.2.2 Calibração do comportamento não linear

A segunda fase de calibração do modelo numérico consistiu na comparação da resposta numérica com o comportamento experimental das paredes sujeitas ao carregamento para fora do plano. Esta calibração foi feita através de uma análise não linear estática (análise *pushover*) tendo como base as condições de fronteira e carregamento adotadas na campanha experimental. Assim, foram consideradas as cargas verticais, compostas pelo peso próprio de cada amostra e pela carga aplicada nas paredes transversais, o que equivale a 10 kN em cada parede. A carga horizontal adotada para representar o ensaio fora do plano foi uma carga uniformemente distribuída na superfície anterior da parede frontal correspondente à área de contacto com o airbag. O deslocamento utilizado para obter o diagrama força vs. deslocamento representativo do comportamento para fora do plano foi o deslocamento obtido na mesma posição do deslocamento medido pelo LVDT situado no ponto de controlo do ensaio experimental.

As propriedades não lineares adotadas no modelo numérico estão resumidas na Tabela 8. A resistência à compressão foi assumida usando o intervalo proposto por Tomažević [11], e o módulo de elasticidade foi considerado o mesmo já calibrado na primeira fase. Para a definição da resistência à tração (f_t) foi considerado um valor correspondente a 1% da resistência à compressão. A energia de fratura à compressão (G_c) foi calculada multiplicando a resistência à compressão por um índice de ductilidade, considerado igual a 1,6 mm [13]. A energia da fratura de tração foi considerada igual a 12 N/m [13].

Tabela 8 Propriedades não lineares adotadas no modelo numérico

Amostra	f_c (MPa)	G_{fc} (N/m)	f_t (MPa)	G_{fn} (N/m)
Parede 1	2,8	4560	0,028	12
Parede 2	3,6	5760	0,036	12

Os diagramas força vs. deslocamento obtidos no modelo numérico são comparados com os diagramas obtidos nos ensaios experimentais e são apresentados na Figura 23 para as duas paredes. A comparação dos diagramas permite concluir que a resposta numérica é bastante próxima do comportamento experimental. Verifica-se que o comportamento pré-pico obtido no modelo numérico é muito próximo do comportamento evidenciado pelas paredes nos ensaios experimentais. Ambas as paredes apresentam

um comportamento linear até um valor de carga muito próximo da carga máxima. Isto indica que o desenvolvimento da fendilhação acontece para valores próximos da carga máxima. Em termos de carga máxima, o modelo numérico apresenta desvios equivalentes em ambas as paredes, sendo de 7% para a Parede 1 e de 10% para a Parede 2.

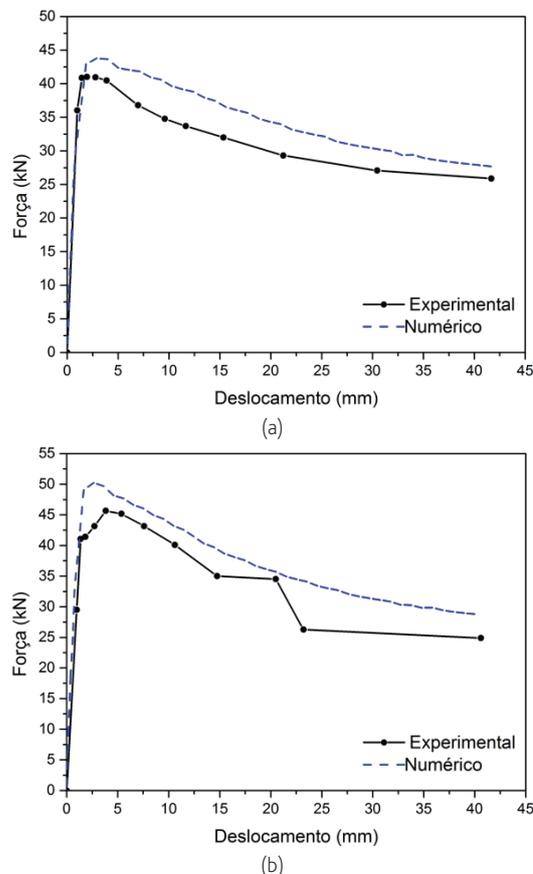


Figura 23 Comparação da curva envolvente experimental x análise numérica *pushover*: (a) parede de pedra irregular; (b) parede de pedra regular

Da calibração do modelo numérico, verificou-se ainda que a parede 2 apresenta uma maior resistência à compressão e que as resistências à tração nos dois modelos são próximas de zero. Isto significa que o comportamento em tração parece condicionar o comportamento global das paredes, o que seria de esperar dado o nível baixo de tensões verticais e o comportamento em flexão associado ao carregamento para fora do plano. Em termos de comportamento após a carga máxima verifica-se que o modelo numérico apresenta uma envolvente próxima da resposta experimental. A diferença observada também poderá estar associada à carga cíclica considerada nos ensaios experimentais e que tem associada uma degradação da resistência, que não foi considerada no modelo numérico.

No sentido de avaliar os resultados obtidos para os diagramas força vs. deslocamento, comparam-se de forma complementar as deformações nas paredes obtidas no modelo numérico e as

deformações registadas durante os ensaios experimentais. Na Figura 24 apresentam-se os deslocamentos para fora do plano (TDty) correspondentes ao final dos ciclos de aplicação da carga horizontal no ensaio experimental. Verifica-se que as duas paredes apresentam um perfil de deslocamento semelhante ao campo de deslocamentos registados nos ensaios experimentais. O deslocamento mais elevado ocorre na parte superior das paredes e a meio vão, apresentando em ambos os casos uma deformação compatível com um painel apoiado em três bordos (topo em consola).

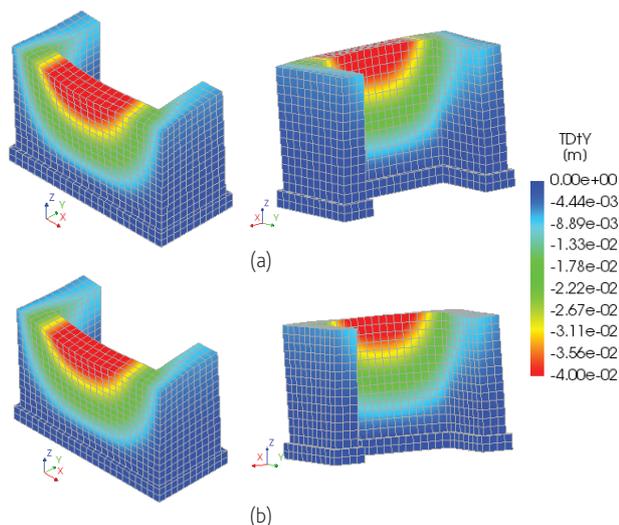


Figura 24 Deformação fora do plano (TDty) ao fim da análise pushover: (a) Parede 1; (b) Parede 2

A Tabela 9 apresenta uma comparação da deformação da fachada frontal obtida pelo modelo numérico e a superfície de deformação medida no ensaio experimental. Os resultados são próximos, mas apresentam algumas diferenças, provavelmente relacionadas com o tipo de modelação adotado. O facto de se adotar um macromodelo faz com que a análise não seja capaz de traduzir o comportamento local entre as unidades de pedra e as juntas, nem das interfaces entre as unidades. Verifica-se ainda que o modelo numérico não é capaz de reproduzir a assimetria do deslocamento devida à fenda que se desenvolveu no modelo experimental associada ao travamento insuficiente das pedras.

Na Figura 25 são apresentadas as extensões principais (E1) e a Figura 26 apresenta as tensões principais (S1) em ambas as paredes. O objetivo da análise das extensões (E1) e tensões principais (S1) consiste em verificar se as fendas observadas nos modelos experimentais se aproximam das zonas onde as extensões numéricas são máximas. De acordo com a modelação os pontos frágeis são na parte externa da fachada frontal ao meio do vão superior, nos cunhais e na ligação de apoio entre as paredes transversais e a base de betão (parte interna).

A Figura 25 apresenta extensões consideráveis na base de contacto das paredes transversais com a viga de betão. No final do ensaio experimental foi analisada a base de contacto entre a parede e a viga

de betão, mas não foi possível comprovar no ensaio experimental a separação destas superfícies. De referir que uma das dificuldades em detetar fendas está relacionada com o facto de a parte interior das paredes não ser visível durante o ensaio.

Tabela 9 Comparação dos deslocamentos entre o modelo experimental e o numérico: (a) Parede 1; (b) Parede 2

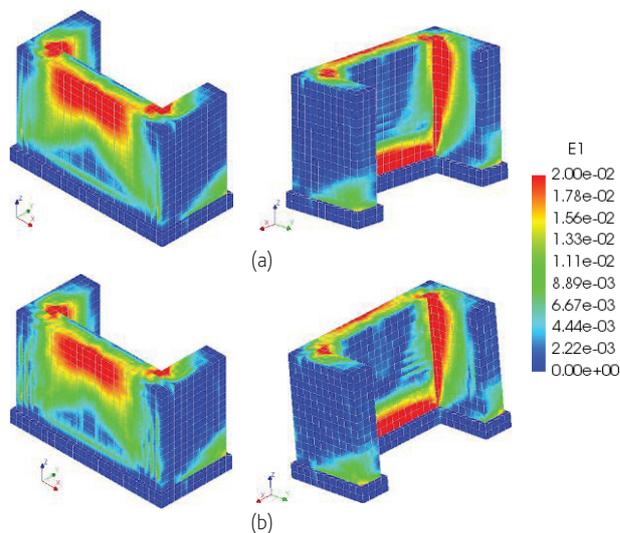
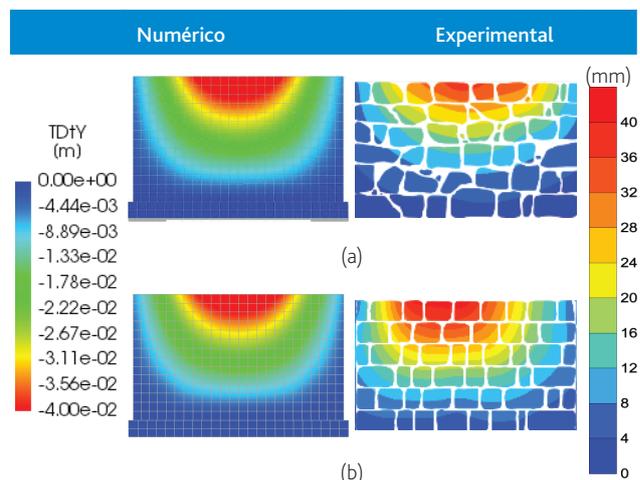


Figura 25 Extensões principais (E1) no ponto de maior deslocamento: (a) Parede 1; (b) Parede 2

Na Tabela 10 são comparados os resultados em termos de padrão de dano obtidos no ensaio experimental com as extensões obtidas no modelo numérico. A análise realizada resulta no conhecimento do comportamento global da estrutura e do comportamento de fendilhação de forma discreta. Mesmo assim, é possível verificar que as áreas de tensões máximas e extensões no modelo numérico correspondem às zonas onde se observaram as fendas nos ensaios experimentais: nos cunhais, ao meio do vão e no lado interno das paredes frontais, onde são visíveis fendas horizontais.

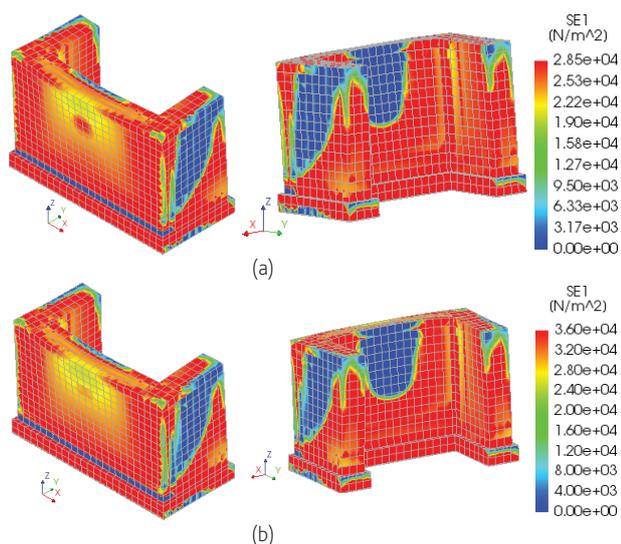
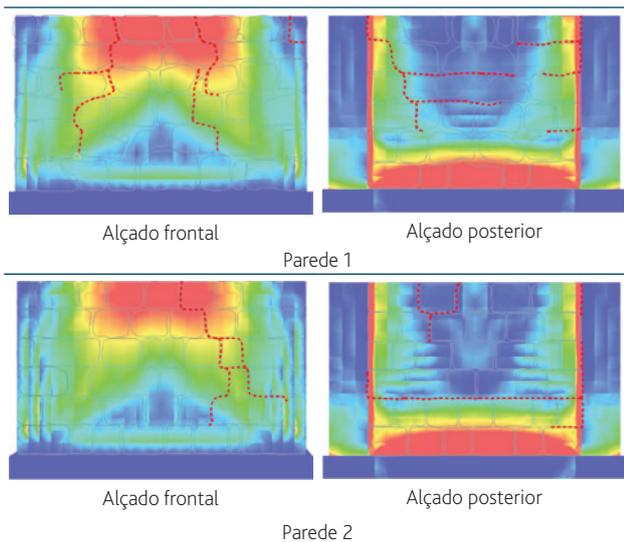


Figura 26 Tensões principais (S1) no ponto de carga máxima: (a) Parede 1; (b) Parede 2

Tabela 10 Comparação entre os danos experimentais e as extensões máximas (E1) da análise numérica



5.3 Estudo paramétrico

O segundo objetivo da modelação numérica consistiu em efetuar uma análise paramétrica com variação de algumas propriedades mecânicas dos materiais e geométricas para compreender como estas afetam o comportamento para fora do plano das paredes. Assim, foram realizadas análises considerando variação no módulo de elasticidade (E), na resistência à tração (f_t) e na resistência à compressão (f_c). Na Figura 27 apresentam-se os diagramas força vs. deslocamento para as diferentes variações efetuadas. Os resultados confirmam que a variação do módulo de elasticidade (Figura 27a) permite aumentar ou diminuir a carga máxima. Além disso, como se

pode observar no gráfico da Figura 27b (deslocamento de 0 a 3 mm) a rigidez é muito influenciada pelo valor do módulo de elasticidade. A resistência à tração (Figura 27c) apresenta também uma influência relevante no comportamento para fora do plano das paredes. O aumento da resistência à tração para o dobro levou a um aumento em 37% do valor da resistência, e conduz a um comportamento mais frágil. A diminuição para metade da resistência a tração reduz em 57% o valor da carga máxima. Assim, a energia de fratura do modo 1 acaba por ser um dos parâmetros com maior influência no comportamento da estrutura. O aumento da energia de fratura faz com que as paredes resistam mais ciclos à aplicação da carga máxima.

Também foram realizadas análises com a variação de alguns parâmetros geométricos, nomeadamente: dimensão do vão (V) (Tabela 11) e escala (Tabela 12). São analisadas as extensões em cada caso para o mesmo nível de carregamento e as tensões aplicadas no ponto de carga máxima de cada curva força vs. deslocamento. As tabelas dividem as análises por parâmetro geométrico e por variação do parâmetro.

O gráfico de força vs. deslocamento da Tabela 11 compara a curva envolvente para os casos de uma parede com a metade e o dobro da dimensão do vão do modelo experimental. A geometria com metade do vão da parede apresenta uma resistência de 130% da resistência da parede de referência, fazendo com que as tensões ($S1$) aumentem neste ponto e torne a estrutura mais rígida, mobilizando-se o efeito de arco. Já o aumento da dimensão do vão para o dobro resulta numa diminuição da resistência em 40%. Esta diminuição está associada ao maior nível de tensões instalado na parede frontal, com o comportamento em flexão desta parede a governar a resposta da estrutura.

Assim optou-se por variar a escala do modelo experimental para 2:1 (Tabela 12). Esta variação de escala faz com que o modelo numérico se aproxime das dimensões reais de uma estrutura de alvenaria que se encontra em construções correntes.

A variação da geometria nesta escala conduziu à obtenção de carga máxima de 166 kN, cerca de 4 vezes superior ao valor obtido no modelo experimental (escala reduzida). Este valor corresponde ao fator de escala que deve ser considerado em termos de força de acordo com a lei de Cauchy, utilizada para definir modelos à escala reduzida. A Tabela 13 apresenta fatores de escala para parâmetros mecânicos e geométricos propostos por Cauchy. Um dos fatores que estiveram na base da definição do modelo experimental à escala reduzida foi a limitação da força a ser aplicada pelo airbag, para além de possibilitar um manuseamento mais fácil dos provetes.

De modo a compreender o comportamento dos parâmetros em função da variação da escala, optou-se por relacionar as curvas de aceleração equivalente (g) vs. *drift* (%) em cada escala. O gráfico da Tabela 14 mostra que a aceleração equivalente (g) máxima do modelo em escala 1:1 é o dobro da aceleração do modelo em dimensão duplicada. O modelo 2:1 apresenta uma aceleração de 0,59 g e o modelo 1:1 apresenta uma aceleração máxima de 1,22 g. Este resultado está também de acordo com a lei de Cauchy uma vez que a variação do modelo numérico a uma escala 2:1 ($\lambda = 2$), segundo Cauchy, resulta em um fator de escala para a aceleração de λ^{-1} .

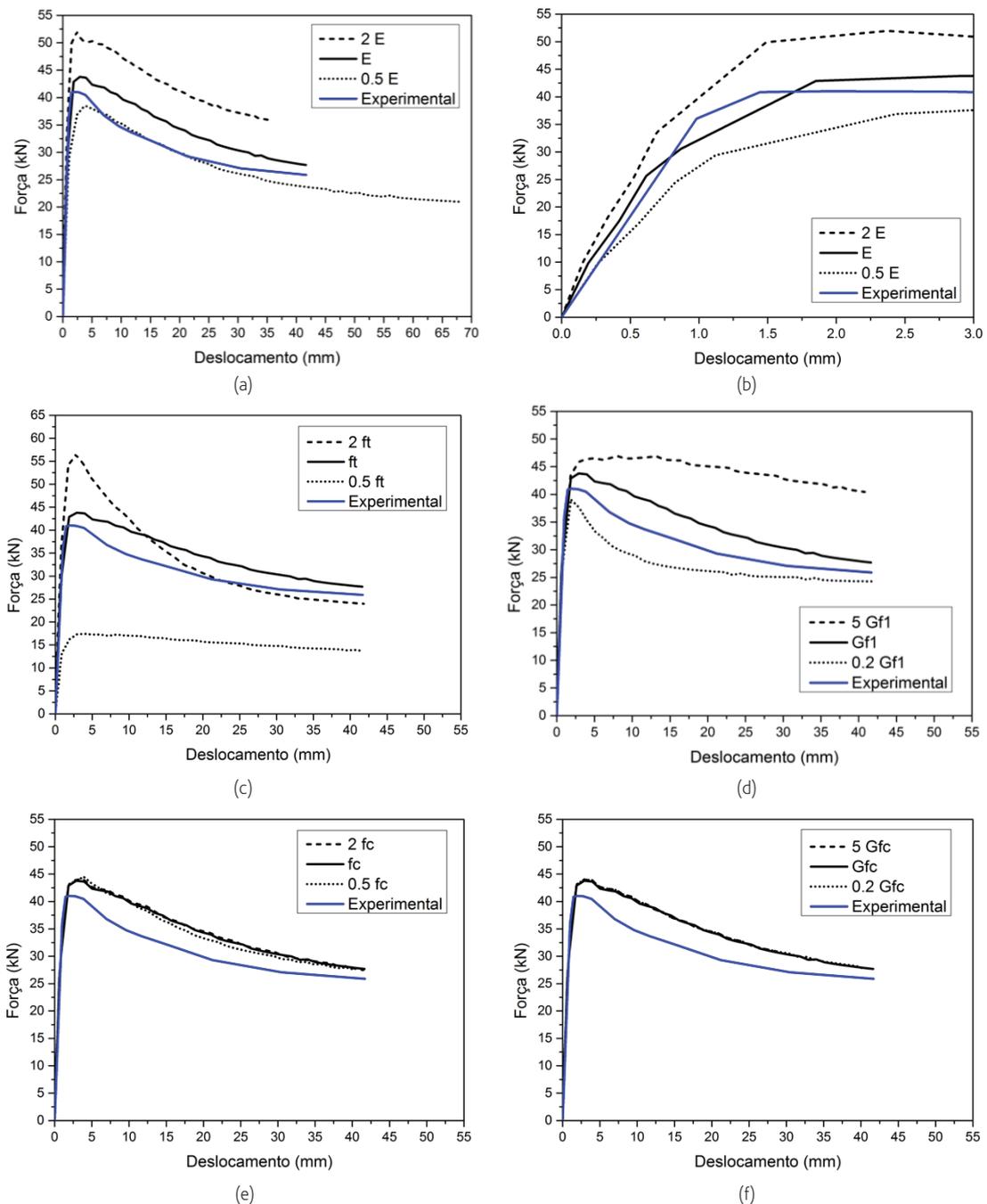


Figura 27 Influência dos parâmetros materiais das paredes sobre a curva de força vs. deslocamento: (a) módulo de elasticidade, E ; (b) variação da rigidez com a variação do módulo de elasticidade; (c) resistência à tração, f_t ; (d) energia de fratura, G_{f1} ; (e) resistência à compressão, f_c ; (f) energia de fratura G_{fc}

Tabela 11 Influência da variação do vão (V) no comportamento mecânico da estrutura

Comportamento das curvas força vs. deslocamento

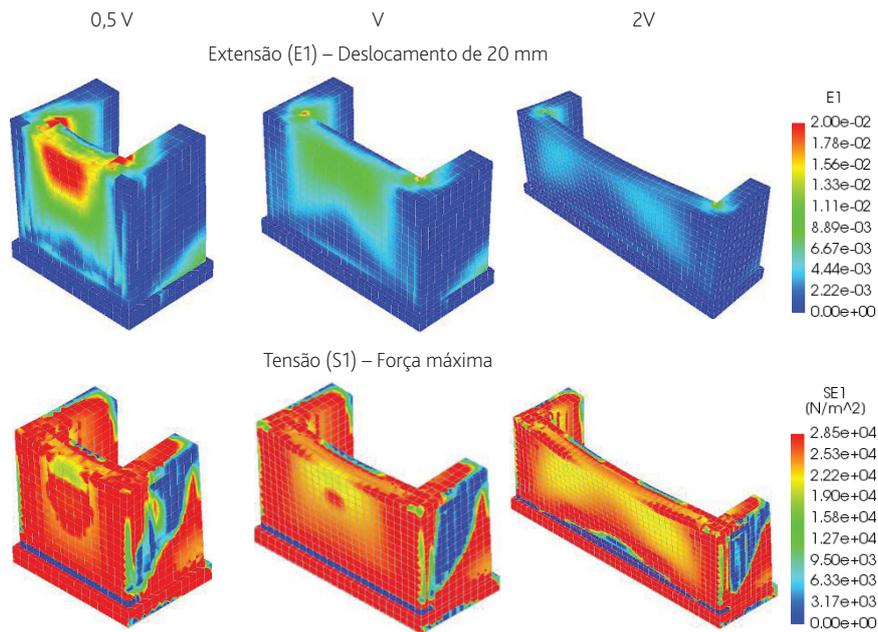
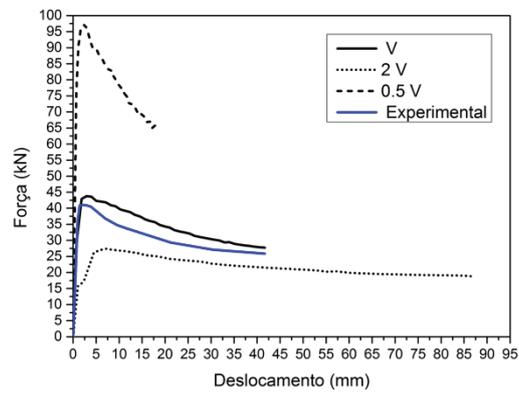


Tabela 12 Influência da variação da escala no comportamento mecânico da estrutura

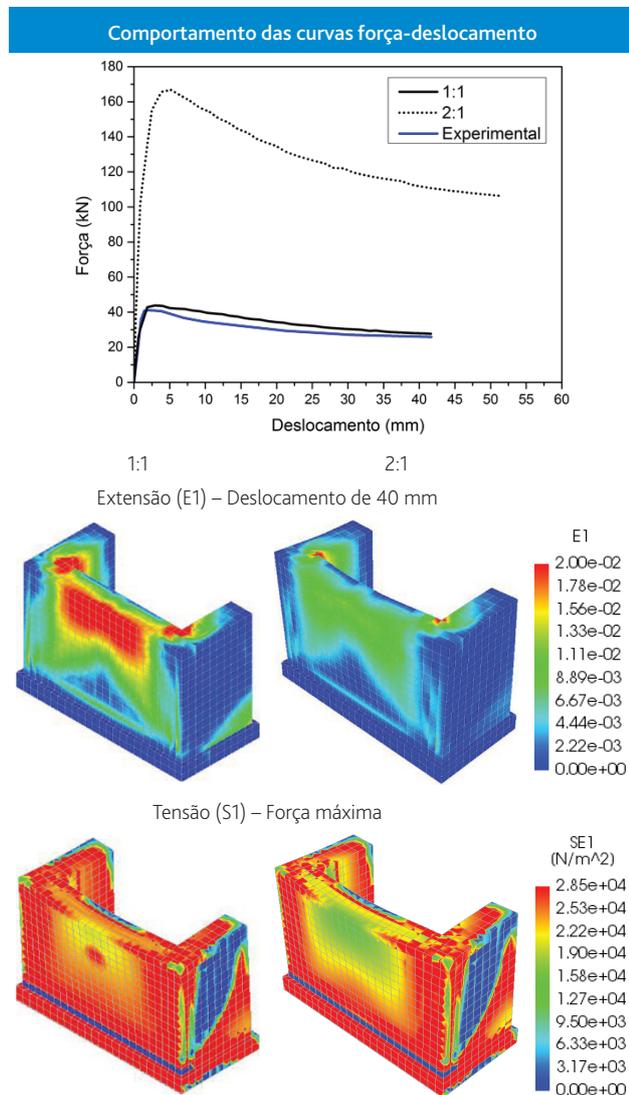
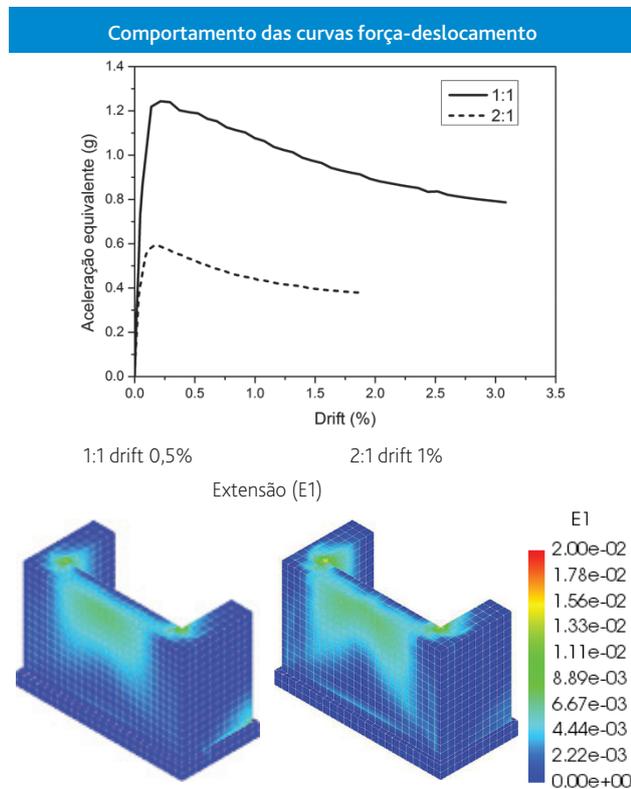


Tabela 13 Fatores de escala de Cauchy

Parâmetro	Símbolo	Protótipo/ /Modelo	Fator de escala de Cauchy
Comprimento	L	L_p/L_M	λ
Módulo de elasticidade	E	E_p/E_M	1
Massa específica	ρ	ρ_p/ρ_M	1
Área	A	A_p/A_M	λ^2
Volume	V	V_p/V_M	λ^3
Massa	m	m_p/m_M	λ^3
Deslocamento	d	d_p/d_M	λ
Velocidade	v	v_p/v_M	1
Aceleração	a	a_p/a_M	λ^{-1}
Peso	W	w_p/w_M	λ^3
Força	F	F_p/F_M	λ^2
Momento	M	M_p/M_M	λ^3
Tensão	σ	σ_p/σ_M	1
Extensão	ε	$\varepsilon_p/\varepsilon_M$	1
Tempo	T	T_p/T_M	λ
Frequência	F	F_p/F_M	λ^{-1}

Tabela 14 Influência da variação da escala sobre o comportamento mecânico da estrutura



Da mesma forma, a tabela de Cauchy relaciona os fatores de escala para o deslocamento de λ , ou seja, para uma escala 2:1, o deslocamento da estrutura é o dobro do deslocamento obtido na escala reduzida. Nesse sentido, pela análise dos mapas de extensões, pode dizer-se que os comportamentos das extensões variaram conforme o fator de Cauchy. Tal como se verificou na análise dos mapas de extensão (E1) (Tabela 14), verifica-se que os modelos têm a mesma configuração de extensões quando o modelo à escala 1:1 possui um *drift* equivalente a metade do *drift* do modelo 2:1.

6 Comentários finais

Com o trabalho realizado foi possível mostrar que os ensaios não destrutivos permitiram obter uma avaliação qualitativa da morfologia das paredes de granito, e foram importantes para a calibração do modelo numérico. No que se refere aos ensaios sísmicos, foram comparadas as velocidades de onda em cada parede, onde os resultados apontam maior velocidade de onda na parede 2, já que esta possui maior densidade e melhor imbricamento das unidades. Salienta-se, no entanto, a importância do ensaio sísmico para a previsão do módulo de elasticidade e do módulo de Poisson por meio de uma correlação de estudos experimentais que posteriormente foram utilizados para validar o modelo numérico. Com os ensaios de caracterização dinâmica obtiveram-se os primeiros modos e frequências fundamentais de 25,80 Hz para a parede 1 e de 26,70 Hz para a parede 2.

Foram realizados ensaios cíclicos, aplicando uma ação uniformemente distribuída na superfície interior frontal de cada parede. A análise do comportamento para fora plano permitiu verificar que as duas paredes apresentam um ramo linear significativo e o fim deste ramo linear termina muito próximo do ponto correspondente à carga máxima. As paredes 1 e 2 apresentaram resistência de 41,2 kN e 47,8 kN respetivamente, alcançando um aumento de 11% da resistência da parede 2 em relação à parede 1. Os deslocamentos alcançados foram próximos de 40 mm para as duas paredes, correspondentes a um *drift* de 3%. Do ponto de vista do padrão de danos, verificou-se que a parede 1 teve uma fendilhação quase simétrica no pano exterior da fachada frontal e revelou uma fraca ligação nos cunhais notável pelo desenvolvimento de fendas na parte interna do alçado entre a ligação com as paredes transversais. Já a parede 2 apresentou uma fenda de espessura considerável na fachada exterior de uma das paredes transversais, a qual fez com que a parede frontal não obtivesse uma fendilhação simétrica, devido à proximidade de alinhamento entre as juntas verticais (travamento insuficiente) e que facilitou o desenvolvimento da fenda.

De forma a compreender melhor a influência das propriedades optou-se por realizar um modelo numérico, cuja calibração foi efetuada por comparação das frequências fundamentais e modos de vibração e das curvas de força vs. deslocamento do ensaio experimental. Dos resultados verificou-se que a parede 2 apresenta maior resistência do que a parede 1, tal como verificado experimentalmente, e que as resistências à tração nos dois casos são muito próximas de zero. Os resultados relativos à deformação, distribuição de tensões e extensões permitiram concluir que, apesar das simplificações inerentes à estratégia de modelação adotada,

o modelo numérico utilizado consegue prever as zonas onde é mais provável o aparecimento de dano, e onde se podem formar mecanismos de colapso.

No final, o estudo paramétrico permitiu avaliar a influência da variação do comportamento da estrutura a partir de diferentes valores para as propriedades mecânicas, comprovando que as propriedades mais importantes são o módulo de elasticidade e a resistência à tração. O modelo em escala real aumenta a resistência do modelo tipo em quatro vezes, alcançando uma carga máxima de 166 kPa. Além disso, as variações obtidas nos parâmetros de deslocamento e aceleração entre o modelo 1:1 e 2:1 foram comparadas com os fatores de escala já propostos na literatura. Assim, foi possível concluir que com a modelação à escala ou com o ensaio experimental é possível relacionar as propriedades mecânicas para uma estrutura à escala real.

Agradecimentos

O trabalho desenvolvido e apresentado neste artigo teve o apoio do Código de Contratação pública, LOTE 3EC5 – Escola Secundária da Anadia e Gafanha da Nazaré. Foi também apoiado por fundos FEDER através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização – COMPETE e por fundos da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia no âmbito do projeto POC1-01-0145-FEDER-007633.

Referências

- [1] Rodrigues, H.; Romão, X.; Costa, A.G.; Arêde, A.; Varum, H.; Guedes, J.; Vicente, R.; Costa A.A.; Paupério, E. (2009) – "Sismo de L'Aquila de 6 de Abril de 2009. Ensinaamentos para Portugal". SÍSMICA 2010 – 8.º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, outubro de 2010, Aveiro, Portugal.
- [2] Martins, L.; Vasconcelos, G.; Ortega, J.; Lourenço, P.B.; Rodrigues, H.; Silva, L.; Palha, C. (2016) – "Characterization of dry stone walls to out-of-plane actions". 10.º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, CNME 2016, LNEC, Lisboa, Portugal, 2016.
- [3] Costa, A.A.; Arêde, A.; Campos Costa, A.; Penna, A.; Costa, A. (2013). – "Out-of-plane behaviour of a full scale stone masonry façade. Part 1: specimen and ground motion selection". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 2018-2095.
- [4] Ferreira, T.M.; Costa, A.A.; Arêde, A.; Gomes, A.; Costa, A. (2017). – "Caracterização laboratorial do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra regular". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 35-48.
- [5] Ingham, J.M.; Ismail, N. (2012) – "In situ and laboratory based out-of-plane testing of unreinforced clay brick masonry walls strengthened using near surface mounted twisted steel bars". *Construction and Building Materials*, 119-128.
- [6] Lourenço, P. (2002) – "Computations on historic masonry structures". *Progress in Structural Engineering and Materials*, 301-319.
- [7] EN 1015-3 (1999) – *Methods of test for mortar for masonry – Part 3: Determination of consistence of fresh mortar*. Bruxelles: Eur Comm Stand.
- [8] EN 1015-11 (1999) – *Methods of test for mortar for masonry – Part 11. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. Bruxelles: Eur Comm Stand.
- [9] Miranda, L.F.; Rio, J.; Guedes, J.M.; Costa, A. (2012) – "Sonic impact method – a new technique for characterization of stone masonry walls". *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 27-35.
- [10] Lourenço, P.; Mendes, N. (2008) – *Redução da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria*. Porto: Fundação para a Ciência e a Tecnologia.
- [11] Tomazevic, M. (1999) – *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press.
- [12] TNO. (2016) – Displacement method ANALyser – DIANA FEA BV – iDiana Release 10.1.
- [13] Angelillo, M.; Lourenço, P.; Milani, G. (2014) – "Masonry behaviour and modelling". *Mechanics of Masonry Structures*. Springer, 1-26.

Caracterização das cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro

Characterization of masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro

Danielli Cristina Borelli Cintra
Emil de Souza Sánchez Filho
Deane de Mesquita Roehl

Resumo

A caracterização e avaliação da integridade estrutural são desafios para a análise e preservação de edifícios históricos devido à escassez de registros construtivos, diversidade de materiais, restrições de acesso, contato e extração de amostras. Técnicas não destrutivas foram aplicadas com o objetivo de determinar as propriedades geométricas, construtivas e mecânicas das cascas em alvenaria de tijolos do Theatro Municipal do Rio de Janeiro, edifício construído no início do século XX. Com pinturas de artistas renomados em seu intradorso, as cascas estiveram em risco de colapso na década de 1970 devido a recalques diferenciais e umidade, comprometendo suas pinturas, por isso as cascas foram reforçadas com concreto projetado. Apresentam-se os resultados e discussões do programa experimental realizado com as seguintes técnicas: fotogrametria, termografia infravermelha, pacometria, esclerometria, velocidade de pulso ultrassônico, *Ground Penetrating Radar* (GPR) e macaco plano duplo. Os ensaios utilizados de maneira combinada, permitiram alcançar os propósitos almejados.

Abstract

The characterization and evaluation of structural integrity are challenges for the analysis and preservation of historical buildings due to the shortage of constructive records, diversity of materials, restrictions of access, contact and sample extraction. Non-destructive techniques were applied with the purpose of determining the geometric, mechanical and constructive properties of the brick masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro, a building constructed at the beginning of the 20th century, of high historical and cultural value. With paintings by renowned artists in their intrados, the shells suffered a risk of collapse in the 1970s due to differential settlement and moisture, compromising their paintings, so the shells were strengthened with projected concrete. The authors present the results and discussions of the experimental program performed with the following techniques: photogrammetry, infrared thermography, pacometry, sclerometry, ultrasonic pulse velocity, Ground Penetrating Radar (GPR) and double flat jack. The tests used in a combined way, allowed to reach the study the desired goals.

Palavras-chave: Cascas / Alvenaria / Ensaios não destrutivos / Theatro Municipal do Rio de Janeiro

Keywords: Shells / Masonry / Non-destructive testing / Theatro Municipal do Rio de Janeiro

Danielli Cristina Borelli Cintra

Doutoranda do Departamento de Engenharia Civil
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro, Brasil
daniellicbc@gmail.com

Emil de Souza Sánchez Filho

Professor Titular
Universidade Federal Fluminense
Rio de Janeiro, Brasil
emilsanchez@uol.com.br

Deane de Mesquita Roehl

Professora do Departamento de Engenharia Civil
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro, Brasil
droehl@puc-rio.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.

CINTRA, D. [et al.] – Caracterização das cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 39-50.

1 Introdução

A preservação de edifícios de patrimônio histórico tem um caráter multidisciplinar e a análise estrutural pode ser útil para estimar o estado de conservação da construção, assim como para avaliar a eficiência de técnicas de intervenção, como recomenda o Conselho Internacional de Monumentos e Sítios (ICOMOS) [1]. Nesse contexto a caracterização e avaliação da integridade dos elementos estruturais se torna fundamental, embora seja uma tarefa geralmente complexa devido à escassez de registros construtivos e sobre o histórico de intervenções, além de existirem restrições de acesso, contato e especialmente de extração de testemunhos.



Figura 1 (a) Foto da construção por Augusto Malta (1906); (b) fachada atual

Fonte: O Theatro Municipal – História. In: <http://www.theatromunicipal.rj.gov.br/sobre/historia/>, acesso: 10/12/2016

Os ensaios não destrutivos são recursos investigativos que não causam danos permanentes ao elemento ensaiado, não provocando perda da sua capacidade resistente. Esses ensaios são de grande valia para o estudo de patrimônio histórico, o qual não pode ser submetido a alterações que comprometam sua autenticidade.

Sem testemunhos e sem conhecer as propriedades do material e dimensões dos elementos, a precisão das informações obtidas nos ensaios não destrutivos fica consideravelmente comprometida. Porém, a combinação entre vários ensaios, os cuidados na execução dos mesmos e o conhecimento dos fatores que influenciam nos resultados podem facilitar a interpretação dos dados e validar a estimativa das informações desejadas [2,3].

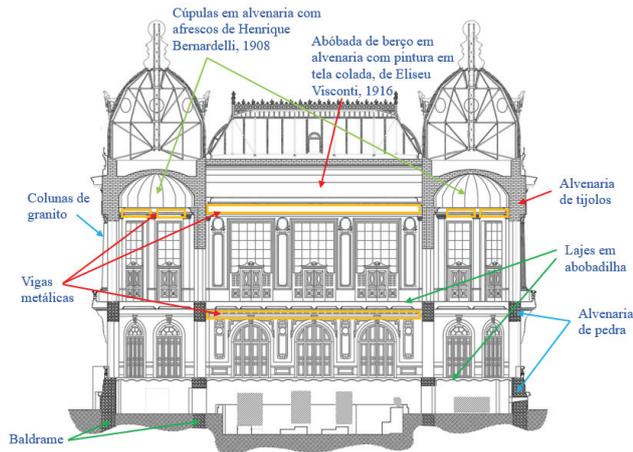


Figura 2 Corte transversal da área nobre do TMRJ
Fonte: adaptado a partir de desenho arquitetônico [9]

Uma das maiores referências do patrimônio material brasileiro, o Theatro Municipal do Rio de Janeiro (TMRJ) exerce importante função para a cultura carioca e nacional brasileira. Foi construído entre 1905 e 1909 (Figura 1), simultaneamente a outros edifícios monumentais do entorno como a Biblioteca Nacional, Museu Nacional de Belas Artes e a antiga Caixa de Amortização, que juntos são tombados pelo Instituto de Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) como conjunto arquitetônico da Avenida Central, desde 1973 [4]. Além desses edifícios destacam-se também o Clube Naval e o Palácio Monroe (demolido em 1976), construídos na mesma época. O TMRJ também é tombado pelo Instituto Estadual do Patrimônio Cultural (Inepac), desde 1972 [5]. Cintra *et al.* (2017) descrevem o sistema de construção do edifício do TMRJ e a anamnese das intervenções estruturais ocorridas ao longo dos anos [6].

Com pinturas de artistas renomados como Eliseu Visconti e Henrique Bernardelli no intradorso as cascas em alvenaria de tijolos do TMRJ estiveram em risco de colapso na década de 1970 devido a recalques diferenciais e umidade, comprometendo suas pinturas, segundo relatórios da época [7,8], tendo sido reforçadas com concreto projetado. A grande parte dos elementos da estrutura (Figura 2) tem propriedades desconhecidas e está oculta pela decoração característica do estilo arquitetônico eclético, comum aos edifícios da época.

Para conferir e complementar informações de fontes documentais, o objetivo deste trabalho é relatar como foram obtidas as propriedades geométricas, mecânicas e construtivas da estrutura por meio de uma campanha de ensaios in situ, para serem utilizados em etapa posterior de análise numérica da estrutura visando investigar as causas dos

danos da década de 1970, e avaliar a eficiência das intervenções já realizadas. Apresentam-se a metodologia, as limitações, análise de dados e discussões das técnicas aplicadas: fotogrametria, termografia infravermelha, pacometria, esclerometria, ultrassom, macaco plano duplo e Ground Penetrating Radar (GPR).

2 Cascas em alvenaria do TMRJ

2.1 Descrição

No pavimento superior do TMRJ, próximo ao centro da fachada principal, Figura 3, existe o foyer, um salão coberto por uma casca cilíndrica de berço, denominada abóbada do foyer, com dimensões de 6,83 m x 17,48 m e flecha de 2,60 m, construída em alvenaria de dupla camada de tijolos cerâmicos assentados com argamassa cimentícia. As duas rotundas laterais são cobertas por cascas esféricas, denominadas cúpulas, com diâmetro de 6,28 m, flecha de 2,75 m e foram construídas em alvenaria de tijolos cerâmicos assentados e revestidos com argamassa de cimento e cal [8].

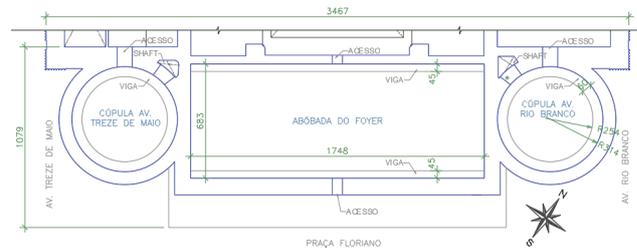


Figura 3 Planta da parte frontal superior do TMRJ

2.2 Anamnese

O tempo, os eventos festivos, vandalismo, infiltrações no telhado, as obras no entorno, como a construção do metrô nas proximidades, entre outras ocorrências, danificaram esse edifício. Na década de 1970 as cascas encontravam-se em risco de desabamento devido às fissuras e infiltrações provenientes da cobertura, comprometendo as pinturas do intradorso [7].

Não foram encontradas referências a projeto de reforço, porém, consta em relatório da época que o professor José Luiz Cardoso, consultado para o caso, partiu da premissa de que não tendo ocorrido ruína a estrutura apresentava um índice de segurança à ruptura ≥ 1 e qualquer solução imediata, ainda que parcial, acrescentaria uma segurança adicional. Em 1976 as três cascas foram reforçadas com concreto projetado armado e toda a intervenção foi executada em três dias, sem pisar sobre as cascas, sem escoramento para não danificar as pinturas no intradorso e consistiu nas seguintes etapas [8]:

- etapa 1 – construção de vigas laterais e uma casca sobreposta em concreto projetado armado, a fim de suportar parte do peso da casca original, conforme Figura 4a. Na concretagem, deu-se prioridade à criação de arcos sobre as maiores fissuras transversais (Figura 4b);

- b) etapa 2 – injeção de epóxi nas fissuras para restabelecer o monolitismo das cascas, por meio de purgadores plásticos, conforme Figura 4b;
- c) etapa 3 – ancoragem de conectores metálicos imersos em furos preenchidos com epóxi, a fim de promover a aderência entre a casca original em alvenaria de tijolos e a nova em concreto, conforme Figura 4c e Figura 4d.

São objetos deste estudo a abóbada do foyer e a cúpula da Av. Rio Branco, a qual encontra-se coberta por uma manta de impermeabilização que, embora deteriorada e desprendendo da casca em alguns trechos, não pôde ser removida, tendo sido os ensaios realizados sobre a manta. A cúpula da Av. Treze de Maio não foi estudada pelos ensaios de contato, devido à impossibilidade de acesso no extradorso, por isso suas características são consideradas similares às da Av. Rio Branco.

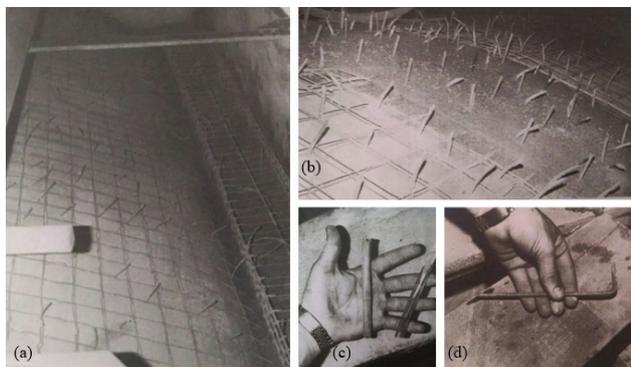


Figura 4 Fotos do reforço das cascas na década de 1970 [8]

3 Programa experimental

3.1 Fotogrametria

A técnica de fotogrametria de curta distância foi aplicada com objetivo de obter a representação gráfica dos elementos estudados e indicações de danos na estrutura e pinturas. Todo levantamento de fotogrametria foi realizado pelo intradorso das cascas, a partir do nível do piso das salas para o registro das imagens globais e sobre andaime metálico para as imagens locais. Foi utilizada uma câmera com resolução nominal de 16 megapixels, um conjunto de lentes em formato Full-frame tradicional e tripé calibrado com nível bolha. Na abóbada foram tiradas 1775 fotos com distância focal de 150 mm. Nas cúpulas da Av. Treze de Maio e da Av. Rio Branco foram tiradas, respectivamente, 475 fotos e 250 fotos, ambas numa distância focal de 100 mm.

No processamento das imagens de fotogrametria foram utilizados os softwares Visual Science from Motion, versão V0.5.26, e Cloud Compare, versão 2.10. O software *Agisoft Photoscan*, versão 1.3.1, foi utilizado para a restituição fotogramétrica, correção digital e montagem do material gráfico gerado no levantamento in situ. O agrupamento das imagens foi realizado a partir de pontos de referência na pintura e em elementos da estrutura, medidos com medidor eletrônico de precisão de $\pm 1,5$ mm.

As nuvens de pontos geradas têm uma densidade de 1 pixel por mm, resolução de 9360×9360 pixels para as cúpulas e de 44560×17000 pixels para a abóbada do foyer, com precisão de $\pm 0,25$ mm (Figura 5a). D'Amélio e Brutto (2009) obtiveram precisão de $\pm 0,1$ mm para ensaios realizados a uma distância de 1,2 m, porém, com tela de superfície plana [10].

O topo das paredes das salas em que foram realizados os estudos é decorado por sancas em gesso, que prejudicaram o levantamento das imagens na base das cascas, produzindo sombra, mesmo sobre andaimes. A fotogrametria se mostrou eficaz como ferramenta para reprodução digital e tridimensional da superfície dos elementos, fornecendo alta definição na representação e registro gráficos, além de precisão nos dados para a detecção de desníveis e de discontinuidades na superfície de elementos com formas complexas. Destaca-se o potencial da fotogrametria como ferramenta de monitoramento estrutural de cascas por meio da implementação de metodologia de comparação de deslocamentos entre nuvens de pontos, conforme sugerem Acikgoz *et al.* [11]. A alta definição das ortofotos permite o registro de obras de artes (Figura 5b-d).

3.2 Termografia infravermelha

A técnica de termografia infravermelha foi empregada com o objetivo de identificar características construtivas, padrão de fissuração e intervenções realizadas nas cascas.

Todo levantamento foi realizado no intradorso das cascas, utilizando a técnica de termografia infravermelha passiva, isto é, considerou-se a excitação térmica natural por insolação no telhado, no início de uma tarde de verão. A técnica ativa foi descartada, pois requer um aquecimento artificial por meio de uma fonte de calor, o que pode acelerar o processo de degradação da superfície da estrutura e das pinturas, embora possa fornecer informações mais detalhadas, de acordo com Cortizo [12]. Conforme previsto na literatura [3,13], as imagens termográficas do extradorso das cascas em concreto projetado armado não apresentaram contraste de temperatura entre seus materiais componentes por isso não foram consideradas no levantamento.

Foram utilizados três tipos de câmeras infravermelhas: (a) FLIR T1020, com sensor de 1024×768 pixels, lente FOL 36 mm e com campo de visão de $28^\circ \times 21^\circ$; (b) FLIR SC620, com sensor de 640×480 pixels, lente FOL 38 mm; (c) FLIR C2, com sensor de 80×60 pixels, lente FOL 2 mm. A Tabela 1 apresenta os parâmetros gerais do levantamento. As Figura 6 e 7 apresentam imagens infravermelhas da cúpula da Av. Rio Branco, a da Av. Treze de Maio e da abóbada do foyer, respectivamente.

Tabela 1 Parâmetros do ensaio de termografia infravermelha

Parâmetros	Valores
Emissividade térmica	0,95
Distância média de observação	9,5 m
Temperatura atmosférica	28,5 °C
Humidade relativa do ar	59%

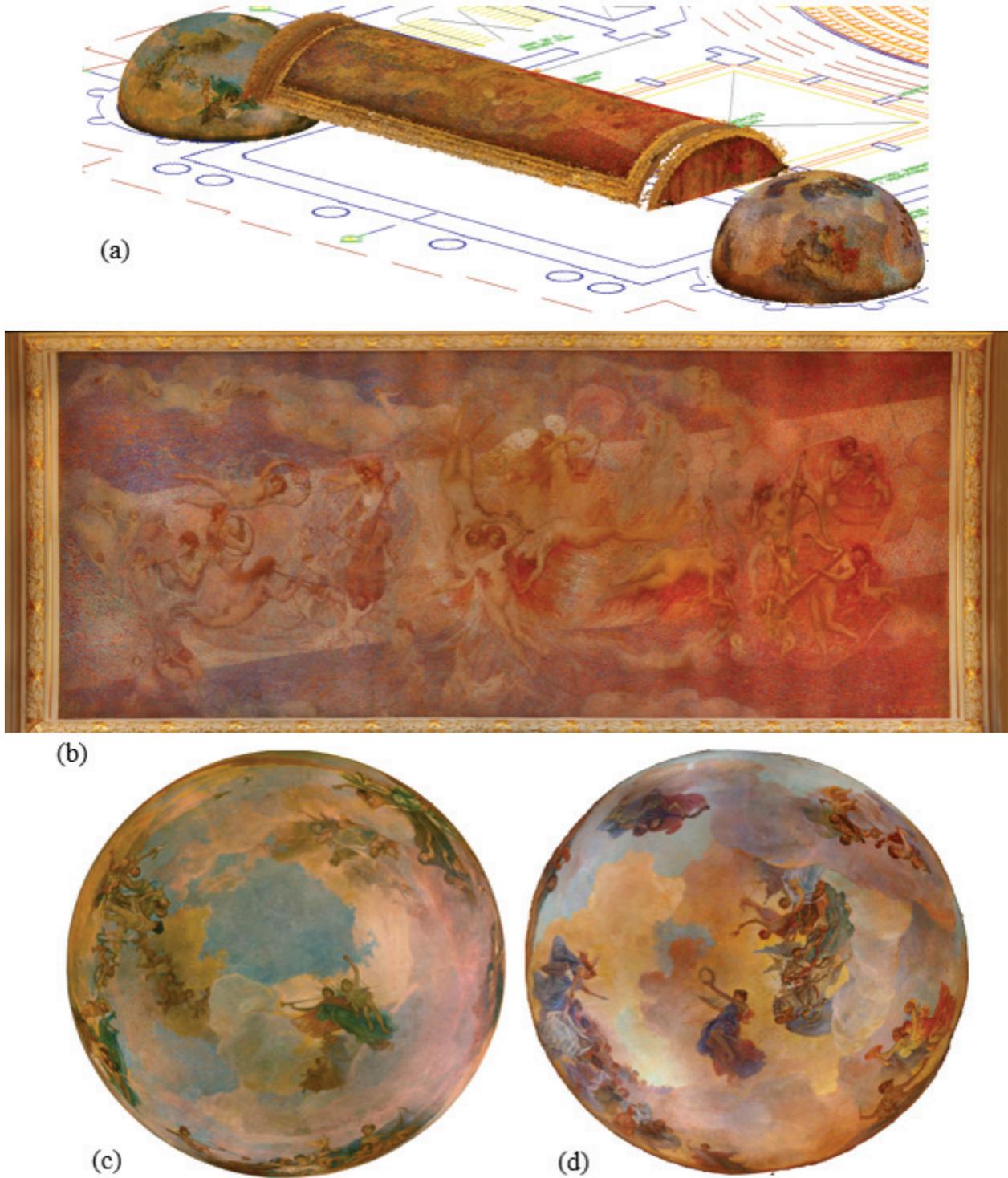


Figura 5 Intradorso das cascas: (a) nuvem de pontos; (b) ortofoto da abóbada do foyer; (c) cúpula da Av. Treze de Maio; (d) cúpula da Av. Rio Branco
Imagens: produção de Adolfo B. Ibáñez para esta pesquisa



Figura 6 Imagem infravermelha da cúpula da Av. Rio Branco
 Notas: (a) Dimensões dos tijolos: Li1 – 0,145 m; Li2 – 0,073 m; Li3 – 0,142 m. (b) Alvenaria regular de tijolos com dimensões prováveis de 15 cm X 7 cm em posição de topo, dispostos em fiadas perpendiculares à curva da casca. (c) Seto vermelha – fissura (já tratada) no sentido dos meridianos, passando pelo vértice.

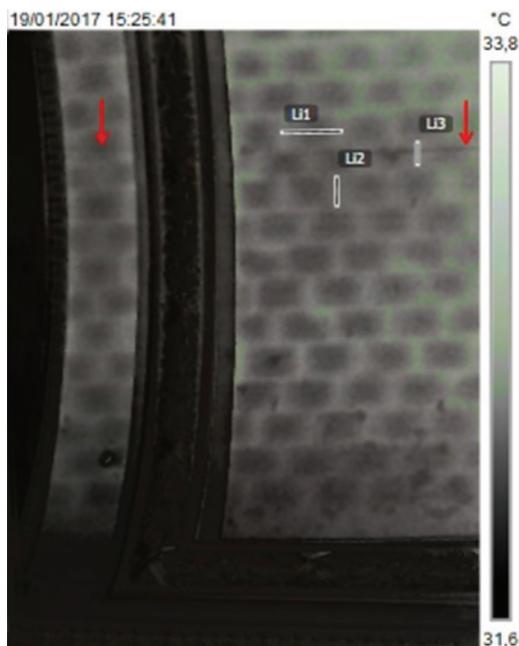


Figura 7 Imagem infravermelha da abóbada do foyer
 Notas: (a) Dimensões dos tijolos: Li1 – 0,424 m; Li2 – 0,203 m; Li3 – 0,156 m. (b) Alvenaria regular de tijolos com dimensões de 40 cm X 20 cm. Fiada do vértice (Li3) cerca de 5 cm mais estreita do que as demais. (c) Pontos escuros provavelmente são incertos metálicos usados no reforço de 1976. (d) Seto vermelha: fissura contínua (já tratada) no vértice da casca.

Na análise das imagens de infravermelho foi utilizado o *software FLIR Tools+*, que se mostrou versátil pelas opções de ferramentas para edição de imagens e medições aceitáveis, considerando-se uma tolerância de ± 3 cm para a distância de 9,5 m entre a lente

e o vértice dos elementos estruturais estudados. As dimensões dos tijolos são compatíveis com as obtidas pelo ensaio de GPR. Destaca-se a alta resolução das imagens obtidas com o recurso UltraMax das câmeras de infravermelho, que facilitou a visualização de descontinuidades.

A termografia infravermelha passiva mostrou-se eficaz na caracterização de descontinuidades na alvenaria do intradorso das cascas, em que houve sensibilidade de contraste de temperatura entre os materiais. A técnica permitiu detectar a incidência de umidade na alvenaria, a paginação da alvenaria de tijolos, fissuras já tratadas, além dos insertos metálicos utilizados para reforço em 1976 e outros detalhes construtivos, sendo uma ferramenta útil para o trabalho de inspeção e avaliação qualitativa de alvenarias com revestimento em argamassa.

As técnicas de termografia infravermelha e de fotogrametria foram utilizadas na elaboração do mapa de danos, Figura 8, com o objetivo de ser utilizado no planejamento e controle de intervenções futuras, complementando e confirmando informações encontradas em pesquisa documental. A fotogrametria permitiu a correção de distorções apresentadas nas imagens infravermelhas e nas fotografias, provocadas pelas grandes dimensões e pela curvatura da estrutura, promovendo maior precisão no posicionamento e definição do formato das fissuras.

Na abóbada observa-se uma fissura longitudinal praticamente contínua no vértice do intradorso. As fissuras transversais ocorreram no centro e nos terços médios, com maior incidência de ramificações no lado oposto à fachada do edifício. Ocorreu uma fissura diagonal próxima ao canto da fachada da Av. Rio Branco e outra próxima ao primeiro terço médio.

As fissuras mais pronunciadas nas cúpulas se apresentam na posição diagonal, de maneira simétrica. A fissura da cúpula da Av. Rio Branco é contínua e passa pelo vértice, enquanto na cúpula da Av. Treze de Maio são observadas fissuras com ramificações, posicionadas abaixo do vértice. Destaca-se que as fissuras que foram detectadas se encontram tratadas pelas intervenções relatadas na anamnese. Não há registros sobre a ocorrência de fissuras no extradorso das cúpulas e abóbada.

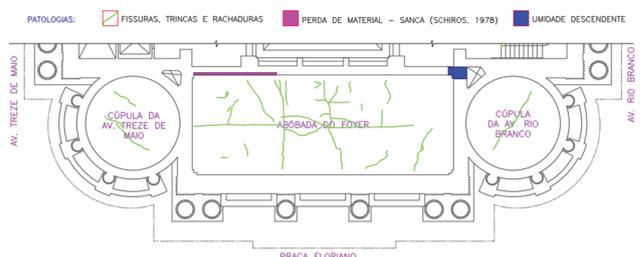


Figura 8 Mapa de danos do intradorso das cascas

3.3 Pacometria

Ensaio de pacometria foram realizados no extradorso da abóbada do foyer e nas suas vigas laterais com o objetivo de mapear as barras de aço no concreto para a realização de ensaios subsequentes.

Foram determinados os cobrimentos de armadura, espaçamentos e, em alguns locais, o diâmetro das barras.

Os equipamentos utilizados foram os modelos Profoscope e Profometer da Proceq, que são calibrados para detectar a posição de vergalhões de aço a uma profundidade máxima de 18 cm de medição no concreto [14]. Para evitar o comprometimento das medições devido à rugosidade do concreto projetado foi utilizado um tapete de acetato-vinilo de etileno (EVA) de 3 mm de espessura, a fim de minimizar problemas de contato do equipamento com a superfície da casca.

Confirmando informações do relatório da época do reforço (Figura 4a), o espaçamento médio de 9 cm foi medido entre vergalhões da malha metálica da casca (Figura 9a), indicando uma abertura de malha considerada insuficiente para determinar o diâmetro dos vergalhões. A presença de insertos metálicos também foi um ruído para tal medição. Devido à rugosidade da casca e uso do tapete de EVA, foi usada uma compensação de cerca de 0,5 cm e considerada a tolerância de ± 2 mm na determinação de cobrimento das barras, que foi estimado em 2,5 cm, o que sugere uma espessura mínima de camada de concreto projetado com cerca de 3 cm, sendo que a tela soldada tem vergalhões de $\varnothing 3$ mm, segundo o relatório da época da intervenção [8]. Os insertos metálicos foram detectados a cada 20 cm, com cobrimento médio de 1 cm, não sendo possível confirmar seu diâmetro por estarem paralelos à propagação de onda do equipamento, prejudicando a medição.

Na face superior das vigas laterais foram detectadas três barras longitudinais de $\varnothing 18$ mm, com cobrimento de 3,5 cm e estribos de $\varnothing 8$ mm com espaçamento médio de 10,8 cm e cobrimento de 2,5 cm.

A pacometria também foi empregada no intradorso, com uso de andaimes, confirmando a presença de vigas metálicas no apoio das cascas, utilizadas na construção para vencer vãos entre 2 e 3,5 m, como indicado na Figura 2. Também foram detectadas as vigas metálicas que compõem as lajes em abobadilhas com vão de 6,9 m e espaçamento de 1 m.

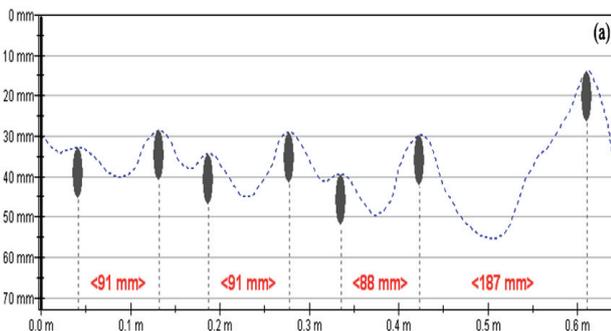


Figura 9 Posição das barras na abóbada do foyer

3.4 Esclerometria

A esclerometria foi utilizada com o objetivo de estimar a dureza superficial do concreto das vigas e cascas e das paredes em alvenaria de tijolos e pedras, a fim de obter elementos para a avaliação

da qualidade dos materiais, por meio da medição do índice esclerométrico (IE).

O esclerômetro utilizado foi o modelo SilverSchmidt PC tipo L e N da Proceq, que é baseado num valor de coeficiente de rebote que independe do ângulo formado pela direção do impacto do martelo com a vertical, o que é bem apropriado para o caso de superfícies curvas. Foram utilizados êmbolo convencional e do tipo cogumelo, o qual é recomendado pelo fabricante para resistências entre 5 e 30 MPa e elementos com espessura de até 10 cm [15].

As medições foram realizadas ao longo das paredes em alvenaria de tijolos e de pedra, da viga de concreto e da abóbada, sempre coletando 16 valores individuais de IE, distribuídos em malha com distância de 3 a 4 cm, num total de 21 posições (Figura 10). Na casca do foyer e na viga as medições foram desviadas das armaduras localizadas no ensaio de pacometria. A rugosidade do concreto projetado da casca dificultou a execução do ensaio, sendo que foi realizado apenas nos locais em que a superfície apresentou menor irregularidade.

Os valores do IE médio efetivo foram obtidos por meio da média das 16 medições correspondentes a cada área de ensaio, desprezando-se todo IE individual que estivesse afastado em mais de 10% do valor médio, com no mínimo de 5 valores individuais, conforme prescreve a NBR 7584 [16].

O software Hammerlink foi utilizado para a avaliação dos resultados (Figura 11). A parede lateral da abóbada do foyer apresentou os maiores valores de IE, enquanto a parede posterior da cúpula da Av. Treze de Maio, os mais baixos. Em cada elemento da estrutura observa-se uma similaridade entre os valores de IE médio efetivo obtidos com o mesmo tipo de êmbolo, demonstrando a uniformidade da qualidade e resistência dos materiais que compõem um mesmo elemento. As medições feitas com êmbolo cogumelo foram em média 27% menores do que as obtidas com o êmbolo convencional em locais próximos.

Diante da impossibilidade da retirada de testemunhos para ensaios destrutivos, os índices esclerométricos não puderam ser correlacionados com propriedades mecânicas dos materiais. Assim, a avaliação do ensaio foi apenas no âmbito qualitativo, comprovando a homogeneidade do comportamento dos materiais ao longo de cada elemento estudado.

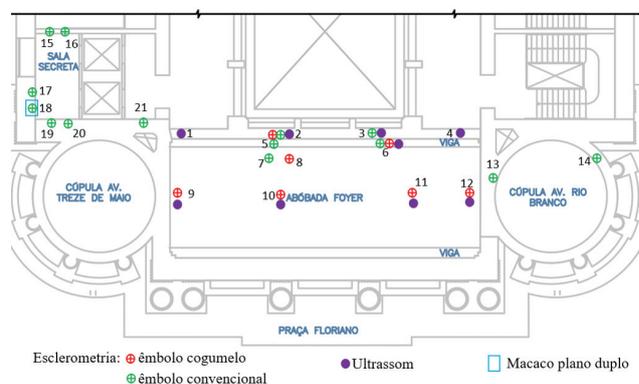


Figura 10 Planta de localização dos testes

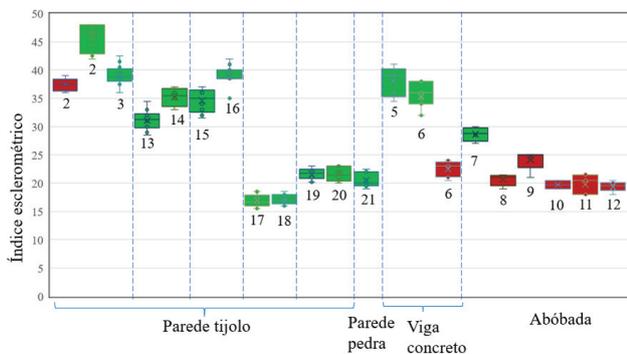


Figura 11 Variação do índice esclerométrico dos elementos e suas posições

3.5 Ultrassom

O ensaio de velocidade de propagação de onda ultrassônica foi aplicado com o objetivo de avaliar a qualidade dos materiais das cascas e das paredes em alvenaria de tijolos maciços e estimar suas propriedades mecânicas.

Utilizou-se o equipamento Pundit PL-200 com transdutores de 54 kHz de frequência de onda acústica longitudinal, com diâmetro de 50 mm. O procedimento adotado foi o da norma NBR 8802 [17] e foi empregada a transmissão indireta de onda entre os transdutores, isto é, estes foram posicionados na mesma face dos elementos estudados. O ensaio foi empregado no extradorso da abóbada, viga de concreto e na parede lateral da abóbada em alvenaria de tijolos revestida com cerca de 3 mm de reboco, nas posições indicadas na Figura 10, coletando-se de 4 a 6 velocidades sequenciais em cada posição.

O software PL-Link foi utilizado para análise dos resultados. As velocidades médias obtidas para as ondas longitudinais (V_p) e superficiais (V_r) pelo método de transmissão indireta de onda entre os transdutores são apresentadas na Figura 12 para a análise qualitativa. A parede em alvenaria de tijolos maciços apresentou os menores valores de velocidade (Figura 13a e Figura 13b), provavelmente devido à maior porosidade do material e à presença de juntas de argamassa, porém, seus resultados tiveram pequena variação, indicando homogeneidade nas características dos materiais ao longo do elemento. A regularização por lixamento da fina camada de reboco foi fundamental para o acoplamento do equipamento na superfície da parede, sendo que o efeito do reboco foi considerado desprezível nos resultados.

A viga em concreto armado apresentou as maiores velocidades de onda pela presença de materiais com maior densidade e menor incidência de vazios do que os demais elementos. A casca apresentou velocidades intermediárias entre a alvenaria de tijolos e o concreto armado, indicando que as medições incorporaram esses dois tipos de materiais que são componentes da casca. As extremidades da casca apresentam materiais com características similares, porém, observam-se velocidades menores na posição 10, que corresponde à região central da abóbada, possivelmente pela presença de vazios ou de fissuras que, embora já tratadas, podem ter recebido a injeção de

argamassa de menor densidade do que a alvenaria. A irregularidade na superfície da casca dificultou o contato dos transdutores na posição 11 e seus dados foram descartados da análise.

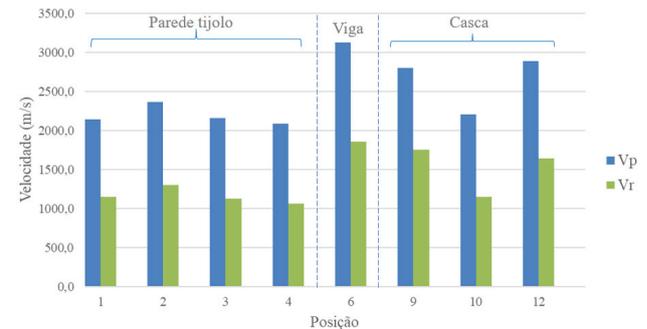


Figura 12 Velocidade média das ondas longitudinais (V_p) e superficiais (V_r)

A Figura 13c apresenta a relação entre a velocidade das ondas longitudinais (P), superficiais (R) e de cisalhamento (S) em função do coeficiente de Poisson para meios homogêneos, elásticos e semi-infinitos. Embora sejam diferentes, as velocidades das ondas superficiais (V_r) e de cisalhamento (V_s) são muito próximas, fazendo com que a relação V_r/V_s seja próxima da unidade. Assim, considerando a razão V_p/V_r no gráfico da Figura 13c, os valores obtidos nos ensaios se encontram dentro dos limites esperados para o coeficiente de Poisson dos materiais, correspondendo a cerca de 0,2 para o concreto da viga, um valor entre 0,25 e 0,30 para a alvenaria de tijolos da parede e cerca de 0,25 para o material da casca, composta de tijolos e concreto armado.

A Tabela 2 apresenta o módulo de elasticidade dinâmico estimado a partir da velocidade de ondas longitudinais, utilizando a teoria da elasticidade, apesar de não se tratar de materiais homogêneos, isotrópicos e elásticos, porém, sugerido por Miranda (2011) na falta de relações mais adequadas [18]. Na literatura encontram-se variações de até $\pm 20\%$ entre os módulos de elasticidade dinâmicos E_d e estáticos E_c [18,19].

$$E_d = \frac{\rho V_p^2 (1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (1)$$

Tabela 2 Módulos de elasticidade dinâmicos E_d e estáticos E_c estimados

Elemento	ρ (kgf/m ³)	V_p médio (m/s)	V_p/V_r	ν	E_d (MPa)	$E_c = \pm 20\% E_d$ (MPa)
Parede tijolos	1800	2191	1,89	0,27	6914	5531 a 8297
Viga concreto	2500	3131	1,68	0,20	19607	15685 a 23528
Abóbada	2000	2632	1,76	0,25	11084	8867 a 13300

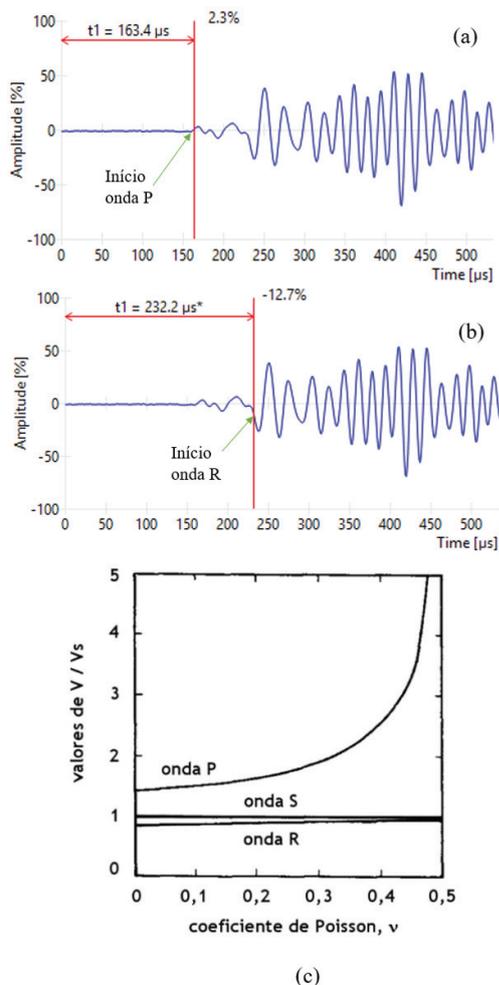


Figura 13 Parâmetros da velocidade da onda longitudinal (a) e superficial (b) na posição 4 da alvenaria de tijolos maciços; (c) relações entre coeficiente de Poisson e velocidades de ondas longitudinais (P), superficiais (R) e de cisalhamento (S) [18].

3.6 Macaco plano duplo

O ensaio de macaco plano duplo monotônico foi realizado na parede em alvenaria de tijolos como indicado na Figura 10, em parceria com a Universidade Federal de São Carlos. O objetivo do ensaio foi estimar o módulo de elasticidade e a tensão admissível à compressão da alvenaria, assumindo que as paredes ensaiadas sejam representativas da estrutura da parte frontal do TMRJ.

A calibração dos dois macacos planos com capacidade de tensão de 6,9 MPa e dimensões de 10 × 40,6 cm² foi realizada segundo as prescrições da norma ASTM C1197-14 [20]. Os fatores obtidos para correlação entre pressão interna e externa dos macacos constam na Tabela 3. Os rasgos na parede foram executados com furadeira e esmirilhadeira. Foram utilizados quatro relógios comparadores na vertical e um na horizontal, todos com precisão de 0,005 mm

(Figura 14a). A primeira fissura foi observada no canto à direita do macaco inferior correspondente à tensão estimada na parede de 4,8 MPa, e em seguida outras pequenas fissuras surgiram na mesma região. O ensaio foi interrompido por limitação da capacidade de pressão medida no equipamento em 8 MPa, atingindo uma tensão de compressão na parede correspondente a 6,0 MPa. Não foi encontrado um valor de referência para comparar a resistência à compressão desse tipo de alvenaria no Rio de Janeiro, porém, os resultados são similares aos relatados na literatura para edifícios europeus no início do século XX [21].

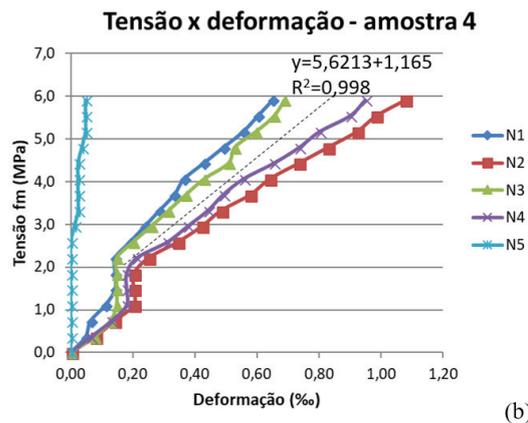
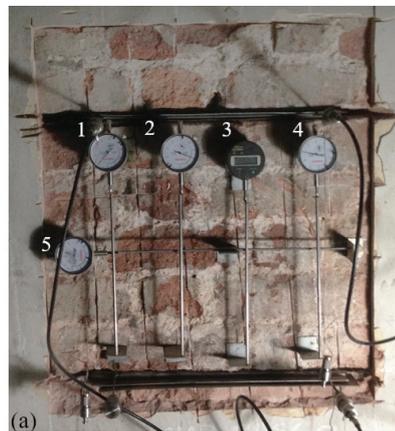


Figura 14 (a) Ensaio de macaco plano duplo; (b) diagramas tensão × deformação específica da alvenaria de tijolos.

Tabela 3 Fatores de correlação entre pressão interna e externa do macaco

Parâmetros	Valores	Unidades
K_m (coeficiente de calibração)	0,910	–
K_a (coeficiente de área)	0,812	–
A (área total do macaco)	0,0406	m ²
A_r (área dos rasgos)	0,0500	m ²

Os diagramas tensão x deformação específica com a estimativa de módulo de elasticidade da alvenaria local por meio do coeficiente angular da linha de tendência estabilizada em cerca de 5600 MPa são apresentados na Figura 14b. A precisão da linha de tendência é aceitável, com aproximadamente 99,8% para o valor de R2. O comportamento em fase crescente de aplicação de carga foi bastante linear. O primeiro desvio da linha de carga do relógio comparador horizontal foi observado a uma tensão de 3,0 MPa, indicando o aparecimento da primeira micro-fissuração. As fissuras visíveis surgiram com uma tensão de 4,8 MPa, que corresponde ao segundo desvio na linha de carga do relógio comparador horizontal. Verifica-se que os módulos de elasticidade obtidos pela técnica de macacos planos e pelo ensaio de ultrassom na alvenaria de tijolos são muito próximos. Essa semelhança oferece maior consistência aos resultados obtidos nos ensaios de ultrassom e no ensaio de macaco plano duplo.

3.7 GPR

Aplicou-se a técnica de *Ground Penetrating Radar* (GPR) com o objetivo de estimar a espessura total das cascas, de suas camadas constituintes e aferir as dimensões dos tijolos com dados de outros ensaios, assim como detectar eventuais materiais incorporados nos elementos e danos.

Todo levantamento de dados com GPR foi realizado no extradorso das cascas, utilizando o sistema da MALA GeoScience, constituído por antenas de frequência de 1,2 GHz, providas de odômetro. Uma faixa de espuma sintética de etileno acetato de vinila (EVA) de espessura de 3 mm foi utilizada para facilitar o movimento das rodas da unidade das antenas sobre as cascas.

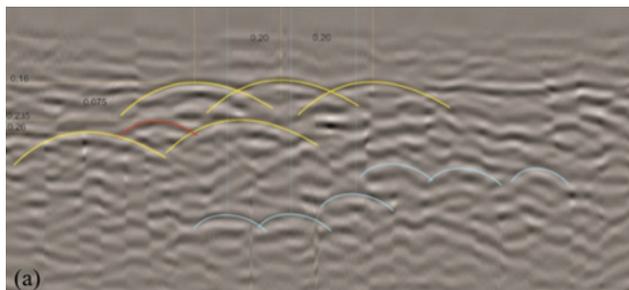


Figura 15 Parede lateral da cúpula: (a) radargrama; (b) determinação da espessura.

Utilizou-se o software *Reflex2Dquick* para o processamento das imagens por meio da imediata aplicação do filtro Dewow e

função de ganho para compensar a atenuação do sinal ao longo da profundidade. O procedimento padrão para calibração da velocidade de propagação de ondas eletromagnéticas num material é realizado pela medição do tempo de percurso de ida e volta na seção, posicionando uma chapa metálica na superfície oposta do elemento. Porém, devido às dificuldades de acesso à superfície oposta das cascas, tal procedimento foi impraticável no presente estudo. Como se tratam de elementos compostos por diversos materiais, adotou-se a velocidade da alvenaria como padrão para a seção, por ser o material predominante na constituição das cascas. A velocidade da onda na alvenaria v foi estimada em 0,15 m/ns, a partir do tempo de ida e volta registrado no radargrama da parede lateral da cúpula da Av. Rio Branco, trecho próximo a um shaft, em que a alvenaria de tijolos se encontrava exposta e foi possível observar as características típicas da alvenaria de tijolos e medir sua espessura Figura 15. A velocidade adotada é compatível com as determinadas por Fernandes em alvenarias de tijolo cerâmico de construções históricas [22].

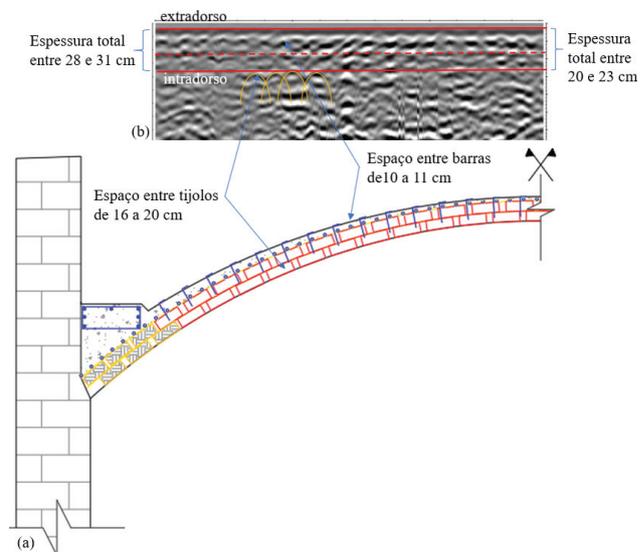


Figura 16 Seção transversal da abóbada: (a) detalhe construtivo; (b) radargrama.

O sinal eletromagnético perdeu energia ao incidir nas barras da tela metálica, gerando dispersão significativa ao longo da seção das cascas. Apenas nos trechos em que a armadura se apresentou transversal ao percurso das antenas o sinal foi propagado suficientemente, sendo possível estimar a espessura das cascas e suas camadas, assim como a dimensão das unidades da alvenaria. A Figura 16 representa as características construtivas e radargramas típicos da abóbada do foyer. Observou-se um padrão de parábolas consecutivas com espaçamento entre 16 a 20 cm no alinhamento do intradorso, indicando ser os tijolos, cujas dimensões são compatíveis com as encontradas no ensaio de termografia infravermelha. As barras da tela metálica apresentam espaçamento entre 10 e 11 cm, informação confirmada em ensaio de pacometria e descrito no relatório de Schiros (1978) [8], assim como a presença de pinos metálicos, com espaçamentos típicos de 20 cm. Foi identificada

camada intermediária, confirmando as informações de relatório da época do reforço sobre duas camadas de tijolos [8], possivelmente com espessura entre 10 a 12 cm. Por se tratarem de elementos compostos por diversos materiais não foi possível detectar danos como vazios e fissuras nas cascas investigadas pelo GPR, utilizando-se antenas de 1,2 GHz. Para tal finalidade sugere-se o uso de antenas de maior frequência, com resolução mais adequada.

4 Conclusões

Técnicas não destrutivas foram aplicadas com o objetivo de determinar as propriedades geométricas, construtivas e mecânicas das cascas em alvenaria de tijolos do Theatro Municipal do Rio de Janeiro, edifício construído no início do século XX. Com pinturas de artistas renomados em seu intradorso, as cascas tiveram risco de colapso na década de 1970 devido a recalques diferenciais e umidade, comprometendo suas pinturas, por isso as cascas foram reforçadas com concreto projetado. A metodologia, os resultados obtidos e as limitações de cada técnica foram apresentados.

A fotogrametria se mostrou eficaz para a reprodução digital e tridimensional da superfície das cascas, além de precisão na detecção de desníveis e de descontinuidades em superfícies, sendo útil para o monitoramento estrutural. A alta definição das ortofotos permite o registro de obras de artes.

A termografia infravermelha permitiu detectar a incidência de umidade na alvenaria, a paginação da alvenaria de tijolos, fissuras já tratadas, insertos metálicos ocultos e outros detalhes construtivos, sendo uma ferramenta útil para o trabalho de inspeção e avaliação qualitativa de alvenarias com revestimento em argamassa e de difícil acesso. Com o auxílio da fotogrametria para a correção de distorções nas imagens térmicas provenientes da curvatura das cascas, a termografia foi útil na elaboração do mapa de danos, a ser utilizado no planejamento e controle de intervenções futuras.

A pacometria foi útil para mapear as barras de aço imersas no concreto e como apoio para a realização de ensaios subsequentes. Foram identificadas vigas metálicas ocultas pela decoração e determinados os cobrimentos de armadura, espaçamentos e, em alguns locais, o diâmetro das barras dos vergalhões.

A esclerometria se mostrou útil apenas para a avaliação no âmbito qualitativo da estrutura, demonstrando a homogeneidade do comportamento dos materiais ao longo de cada elemento estudado. Diante da impossibilidade da retirada de testemunhos para ensaios destrutivos, os índices esclerométricos não puderam ser correlacionados com propriedades mecânicas.

O ensaio de velocidade de propagação de onda ultrassônica foi aplicado na avaliação da qualidade dos materiais das cascas, das vigas e das paredes em alvenaria de tijolos maciços, estimando propriedades mecânicas.

O ensaio de macacos planos duplos estimou o módulo de elasticidade da alvenaria de tijolos de paredes em 5 600 MPa, valor compatível com os resultados do ensaio de ultrassom. A tensão de compressão atingida no ensaio da parede foi cerca de 6 MPa, correspondente ao limite de capacidade de pressão do equipamento utilizado.

O ensaio de GPR foi útil na estimativa da espessura das cascas, na aferição das dimensões dos tijolos com dados do ensaio de termografia, confirmação de características construtivas e na detecção de materiais ocultos na estrutura. Por se tratarem de elementos compostos por diversos materiais não foi possível detectar danos como vazios e fissuras nas cascas investigadas pelo GPR, utilizando-se antenas de 1,2 GHz. Para tal essa finalidade sugere-se o uso de antenas de maior frequência, com resolução mais adequada.

O programa experimental forneceu dados que confirmaram e complementaram as informações de pesquisa documental, além de dados geométricos, construtivos e de propriedades mecânicas que puderam ser aferidas por diferentes ensaios, sem causar danos nos elementos estruturais e decorativos. Essas informações foram úteis para a elaboração de modelo numérico em etapa subsequente da pesquisa.

Agradecimentos

À Fundação do Theatro Municipal do Estado do Rio de Janeiro, Universidade Federal Fluminense, Universidade Federal de São Carlos, Universidade do Minho, às empresas Proceq, FLK e Baukunst Arquitetura e Virtualização pela colaboração na realização dos ensaios. A pesquisa recebeu auxílio financeiro da Capes e Faperj, processo número E-26/201.812/2017.

Referências

- [1] ICOMOS – *Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*, p. 3–6, 2003.
- [2] Balayssac, J. P.; Laurens, S.; Arluguie, G.; Breyse, D.; Garnier, V.; Dérobert, X.; Piwakowski, B. – "Description of the general outlines of the French project SENSO – Quality assessment and limits of different NDT methods". *Construction and Building Materials*, v. 35, p. 131–138, 2012, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.03.003>.
- [3] Milovanović, B.; Banjad Pečur, I. – "Review of active ir thermography for detection and characterization of defects in reinforced concrete". *Journal of Imaging*, v. 2, p. 11, 2016, doi:10.3390/jimaging2020011.
- [4] IPHAN – *Lista dos bens tombados e processos em andamento (1938 - 2018)*, 2018, http://portal.iphan.gov.br/uploads/ckfinder/arquivos/Lista_bens_tombados_processos_andamento_2018 (acessado 10 de dezembro de 2018).
- [5] INEPAC – *Theatro Municipal - processo 03/0408/71, Port. E 02.*, 2019. http://www.inepac.rj.gov.br/index.php/bens_tombados/detalhar/249 (acessado 23 de janeiro de 2019).
- [6] Cintra, D. C. B.; Roehl, D. M.; Sánchez Filho, E. S.; Santos, M. F. S. F.; Filizola, G.; Assumpção M. S. – "Structural intervention case in the Theatro Municipal do Rio de Janeiro", in: *3rd International Conference on Protection of Historical Construction*, Lisbon, Portugal, 2017.
- [7] FUNTERJ – "Vistoria do prédio do Theatro Municipal do Rio de Janeiro – considerações gerais". *Relatório técnico*, 1975.
- [8] Schiros, L. M. – "Recuperação estrutural das cúpulas do foyer do Theatro Municipal do Rio de Janeiro". *Colóquio sobre Patologia do Concreto e Recuperação Estrutural - Instituto Brasileiro do Concreto*, p. 188–204, 1978.

- [9] Fundação do Theatro Municipal do Rio de Janeiro. Evolução arquitetônica do Theatro Municipal. Desenhos de acervo do TMRJ, 2009.
- [10] D'Amelio, S.; Brutto, M. L. – "Close range photogrammetry for measurement of paintings surface deformations", in: *International Archives of Photogrammetry. Remote Sensing Spatial Information Sciences* Vol. XXXVIII-5/W1 Commission. V-WG 4, 25-28 Feb, Trento, Italy, p. 1-6, 2009.
- [11] Acikgoz, S.; Soga, K.; Woodhams, J. – "Evaluation of the response of a vaulted masonry structure to differential settlements using point cloud data and limit analyses". *Construction and Building Materials*, v. 150, p. 916-931, 2017, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.075>.
- [12] Cortizo, E. C. – *Avaliação da técnica de termografia infravermelha para identificação de estruturas ocultas e diagnóstico de anomalias em edificações: ênfase em edificações do patrimônio histórico*, 178 p. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.
- [13] Soriano, F. L. D. A. – *Patologias em estruturas de diques marítimos com o auxílio da termografia e sua manutenibilidade*, 104 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia da Construção). Universidade Federal Fluminense, Niteroi, 2013.
- [14] *Proceq SA, Profometer – operating instructions*. Switzerland, 2017.
- [15] *Proceq SA, Silver Schmidt – operating instructions*. Switzerland, 2016.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, NBR 7584 – *Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2012.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, NBR 8802 – *Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*. Rio de Janeiro, 2019.
- [18] Miranda, L. F. B. - *Ensaio acústico e de macacos planos em alvenarias resistentes*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2011.
- [19] Lee, B. J.; Kee, S.-H.; Oh, T.; Kim, Y.-Y. – "Evaluating the dynamic elastic modulus of concrete using shear-wave velocity measurements". *Advances in Material Science and Engineering*, p. 13, 2017, doi:1651753.
- [20] ASTM, C1197-14 – *standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flatjack method*, 2014, doi:10.1520/C1197-14A.
- [21] Cescatti, E.; Benetta, M. D.; Modena, C. – "Analysis and evaluations of flat jack test on a wide existing masonry buildings sample". *Brick and Block Masonry - Trends, Innovations and Challenges*, p. 1485-1491, 2016.
- [22] Fernandes, F. M. C. P. – *Evaluation of two novel NDT techniques – microdrilling of clay bricks and ground penetrating radar in masonry*, 256 p. Tese (Doutoramento) Universidade do Minho. Guimarães, Portugal, 2006.

Avaliação experimental do comportamento mecânico de paredes de tabique

Experimental assessment of mechanical behaviour of *tabique* walls

Mafalda Amorim
João Miranda Guedes
Bruno Quelhas
Tiago Ilharco

Resumo

Um grande número de edifícios construídos em Portugal até os anos 40 e 50 do século XX, tradicionalmente em alvenaria de pedra e com pavimentos e cobertura em estrutura de madeira, apresenta paredes interiores, nalguns casos exteriores, em tabique. Trata-se de elementos muito esbeltos, constituídos por tábuas de madeira verticais e/ou diagonais justapostas, e por vezes sobrepostas, sobre as quais existe um ripado horizontal que recebe o reboco. Apesar da sua forte presença, as paredes de tabique são vulgarmente consideradas como elementos secundários substituíveis, sem valor material/mecânico/estrutural particular. Este artigo quantifica o “valor estrutural” destas paredes, apresentando resultados de uma campanha de ensaios experimentais à compressão e de ensaios experimentais ao corte no plano sob compressão constante realizada no LESE-FEUP, em protótipos de paredes de tabique à escala real. Estes resultados evidenciam o potencial destas paredes para funcionarem como elementos portantes e/ou de contraventamento horizontal.

Abstract

A large number of buildings built in Portugal until the 40s and 50s of the 20th century, traditionally made of masonry walls and with timber floors and roof structures, has interior partition walls, and sometimes exterior walls, in *tabique*. These are very slender elements, consisting of vertical and/or diagonal timber boards juxtaposed, sometimes overlapping, on which there are horizontal slats that receive the plaster. Despite their strong presence, *tabique* walls are commonly regarded as replaceable secondary elements with no particular material/mechanical/structural value. This paper quantifies the “structural value” of these walls, presenting results of a campaign of experimental compression tests and in-plane shear-compression tests performed in LESE-FEUP, in real-scale *tabique* walls prototypes. These results evidence the potential of these walls to function as load bearing and/or horizontal bracing elements.

Palavras-chave: Paredes de tabique / Ensaio à compressão / Ensaio ao corte /
/ Reabilitação

Keywords: *Tabique* walls / Compression tests / Shear-compression tests /
/ Rehabilitation

Mafalda Amorim

Engenheira Civil (MIEC)
FEUP
Porto, Portugal
omaa@fe.up.pt

João Miranda Guedes

Professor Auxiliar
FEUP
Porto, Portugal
jguedes@fe.up.pt

Bruno Quelhas

Engenheiro Civil (Ph.D.)
NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
bruno.quelhas@ncrep.pt

Tiago Ilharco

Engenheiro Civil (M.Sc.)
NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
tiago.ilharco@ncrep.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

AMORIM, M. [et al.] – Avaliação experimental do comportamento mecânico de paredes de tabique. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 51-62.

1 Introdução

Em Portugal atravessa-se um período de grande atividade de reabilitação, nomeadamente de edifícios construídos até meados do século XX. Trata-se de edifícios tipicamente constituídos por paredes resistentes de alvenaria e pavimentos e coberturas em estrutura de madeira, e representam uma tipologia construtiva cujo valor histórico-cultural importa reconhecer, valorizar e preservar. Como tal, as ações de reabilitação destas tipologias construtivas devem apoiar-se em procedimentos que incluam levantamentos prévios exaustivos das características e do estado de conservação das existências [1]. Para isso, é fundamental que a comunidade técnica que atua no terreno conheça estas tipologias, os materiais e as técnicas construtivas associadas, os elementos estruturais que as sustentam e o seu comportamento face às solicitações a que estão sujeitos.

O trabalho apresentado neste artigo contribui para um maior conhecimento da comunidade técnica e científica sobre as características mecânicas de um dos elementos estruturais menos valorizados nestas edificações: as paredes de tabique. Apesar da sua forte presença no interior de edifícios antigos, Figura 1 [2,3], são vulgarmente consideradas como elementos secundários substituíveis, sem valor material/mecânico/estrutural particular. Contribui para esta perceção a desvalorização da madeira como material estrutural e o facto de na maioria das situações estas paredes funcionarem como elementos de partição sem uma função estrutural clara, propositada. Apesar disso, assumem muitas vezes funções estruturais, auxiliando no suporte dos pavimentos de madeira sobrejacentes, quer intencionalmente, quer como resultado da deformação/fluência da estrutura de madeira dos pavimentos que acabam ao longo dos anos por se apoiar nessas paredes [4]. Nalguns casos, quando bem ligadas à estrutura dos pavimentos, funcionam como tirantes, suspendendo parcialmente os pavimentos inferiores.

A consulta da bibliografia, nomeadamente [5]-[12], permitiu obter informação importante sobre as características geométricas e mecânicas dos componentes isolados que constituem as paredes de tabique. De um modo geral, e embora existam variantes, os tabiques apresentam duas tipologias distintas: tabique simples e tabique duplo. Estes dois tipos de paredes são construtivamente análogos, variando na forma como são posicionadas e distribuídas as tábuas principais, habitualmente costaneiras e assim designadas por serem retiradas das laterais dos troncos: o tabique simples apresenta apenas tábuas verticais e o tabique duplo apresenta um conjunto de tábuas diagonais sobrepostas e pregadas às anteriores. Em qualquer um dos casos, as tábuas são posicionadas lado a lado criando intervalos que são preenchidos por terra, ou por argamassa de cal. Este sistema de tábuas é normalmente enquadrado por prumos verticais localizados nas zonas das aberturas (portas e janelas), ou eventualmente em zonas centrais das paredes, delimitando painéis de menores dimensões. Sobre este conjunto de tábuas existem ripas de secção transversal habitualmente trapezoidal pregadas na horizontal (vulgarmente designadas por fasquio), sobre as quais é aplicada a argamassa/reboco de acabamento à base de cal.

Contudo, existe ainda muito pouca informação experimental sobre o comportamento mecânico das paredes de tabique no seu conjunto, fator que motiva e justifica largamente o presente

trabalho de investigação. Recentemente foram realizados estudos numéricos que apontam para que as paredes de tabique possam apresentar um bom comportamento quando submetidas a cargas verticais e a cargas horizontais no plano sob compressão constante [13,14]. Em particular, mostram que uma parede de tabique constituída por um alinhamento único de tábuas verticais com 4,0 cm de espessura e 3,0 m de altura, sem reboco, possa apresentar uma capacidade resistente à compressão de 46,4 kN/m. Relativamente ao corte no plano, esse estudo aponta para que a capacidade resistente seja particularmente sensível à tipologia da parede, nomeadamente à existência, ou não, de tábuas diagonais pregadas sobre as tábuas verticais. Considerando paredes com a mesma espessura e altura total, a existência das tábuas diagonais fez aumentar consideravelmente a rigidez horizontal, passando de 997 kN/m para 23363 kN/m, ou seja, para um valor cerca de 23 vezes superior.



(a)



(b)

Figura 1 Interior de edifícios antigos com paredes de tabique e pavimentos em estrutura de madeira no Porto: a) paredes de tabique com reboco; b) paredes de tabique após remoção do reboco (créditos: NCREP)

O presente artigo suporta estes estudos numéricos, apresentando resultados de uma campanha experimental realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) sobre protótipos de paredes de tabique à escala real com o apoio técnico do NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda. (www.ncrep.pt) e financeiro das empresas CS Construtora (www.csconstrutora.com) e PORTILAME (www.portilame.com).

2 Campanha experimental

2.1 Caracterização geométrica e material dos modelos de paredes

Foram ensaiadas 4 paredes de tabique designado como simples (PTS) e 4 paredes de tabique designado como duplo (PTD), com 3,0 m de altura por 2,5 m de comprimento, construídas com *Pinus pinaster* (espécie de madeira mais comumente utilizada no contexto das paredes de tabique), Figura 2. Os espécimes construídos retratam de forma representativa, média, as paredes de tabique existentes nas construções antigas, em particular na cidade do Porto, quer nas dimensões quer na disposição dos seus elementos [15].

A designação de tabique simples e duplo está associada ao número de camadas de tábuas de madeira que constituem o esqueleto principal portante destas paredes. No presente caso, as PTS são constituídas por um conjunto de 9 tábuas verticais justapostas e separadas entre si de cerca de 2,0 cm. Já as PTD, sobre o conjunto de tábuas verticais apresentam uma camada de 35 tábuas diagonais com diferentes comprimentos que pregam contra as tábuas verticais, utilizando pregos de aço com cabeça, corpo quadrangular com 3 mm de lado e 6,5 cm de comprimento. As tábuas diagonais são dispostas nas duas direções, fazendo um ângulo de cerca de 60° em relação à horizontal, e descrevem um desenho geométrico, Figura 2c e d. Na ligação, foram utilizados 2 a 3 pregos em cada cruzamento entre tábuas.

A Figura 3 apresenta as dimensões médias dos elementos dos modelos físicos de ambas as tipologias testadas. Não se introduziu qualquer material de enchimento ou revestimento, tal como se ilustra na Figura 4b. Nas PTS, e sobre a fileira de tábuas verticais é pregado um fasquio (no presente caso de secção retangular, $A = B$) constituído por ripas de secção trapezoidal e utilizando pregos de aço com cabeça, corpo quadrangular com 2,0 mm de lado e 4,0 cm de comprimento. Foi utilizado um prego na ligação de cada ripa a cada tábua; na extremidade de cada ripa existe um prego, independentemente de já existir, ou não, um outro prego a ligar a ripa à tábua onde se efetua a emenda. Tal como se encontra *in situ* em paredes reais, existem ripas mais largas, com 6,0 cm de largura, dispostas a cerca de 1/3 e 2/3 da altura da parede; neste caso foram utilizados dois pregos na ligação de cada uma destas ripas a cada tábua.

Nas extremidades superior e inferior da parede existem frechais com 8x8 cm² pregados às tábuas (sentido de pregagem: das tábuas para o frechal, Figura 2a, tal como era efetuado *in situ*) utilizando pregos de aço com cabeça, corpo quadrangular com 3,5 mm de lado e 7,5 cm de comprimento. As PTD apresentam a mesma estrutura,



Figura 2 Construção das paredes de tabique em fábrica: a) PTS ligação das tábuas ao frechal; b) PTS pregagem do fasquio à fileira de tábuas verticais; c) PTD pregagem das tábuas diagonais contra as tábuas verticais; d) PTD pregagem do fasquio (créditos: Andreia Rebelo)

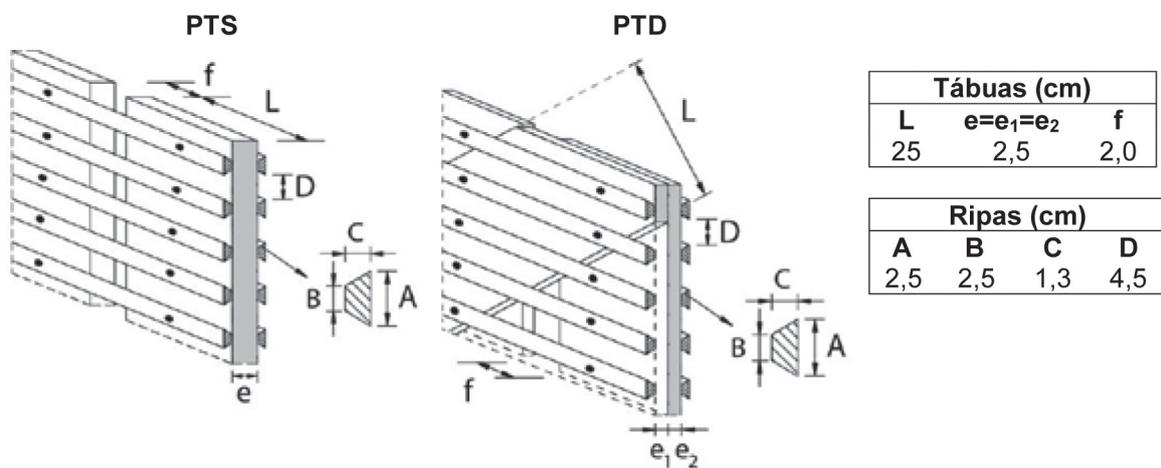


Figura 3 Dimensão média dos elementos de madeira constituintes das paredes (adaptado de [13])

diferindo apenas na existência das tábuas diagonais, dispostas a 60° em relação à horizontal, que pregam e se sobrepõem às tábuas verticais. Mais informação sobre estas paredes pode ser encontrada em [15].

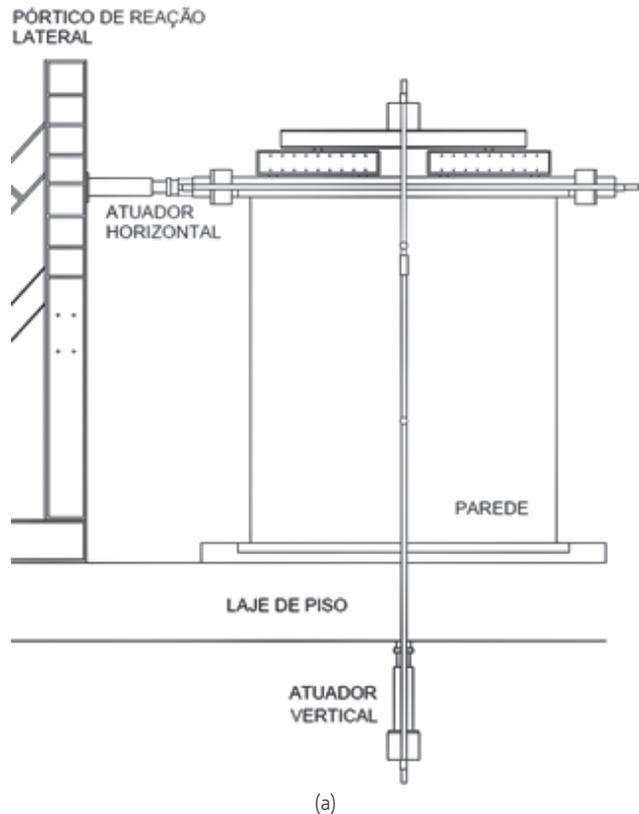
2.2 Setup experimental no LESE

Os ensaios foram realizados no LESE da FEUP, no âmbito de duas dissertações de mestrado [15,16], tiveram o apoio técnico do NCREP e foram financiados pelas empresas CS Construtora e PORTILAME. O *setup*, Figuras 4 e 5, procurou representar as condições de fronteira das paredes de tabique encontradas *in situ*. O sistema é composto por dois atuadores que se encontram representados esquematicamente na Figura 4a: um vertical situado no piso inferior e que utiliza o pavimento como estrutura de reação; e um horizontal ligado a um pórtico vertical de reação. A carga vertical é exercida através da tração de dois varões verticais que transmitem a força a um cabeço metálico que a desmultiplica em 4 forças iguais equidistantes que foram aplicadas no topo da parede e que, de acordo com [15], exercem na parede um efeito aproximadamente equivalente ao do carregamento uniformemente distribuído que era pretendido aplicar-se. A desmultiplicação da força é conseguida através dum sistema constituído por três perfis metálicos (Figura 4) de 2,0 m e 1,0 m de comprimento. Cada varão vertical contém duas “rótulas”, Figura 5a, que permitiram que, durante o deslocamento horizontal do topo da parede nos ensaios ao corte sob compressão constante, a força vertical fosse aplicada sem distorção do *setup*.

Uma base em madeira fixada ao pavimento com recurso a quatro perfis metálicos, um em cada extremidade, encastra o frechal inferior dos protótipos numa calha, Figura 5b. Durante os ensaios, estes frechais são impedidos de se deslocar nas direções horizontal e vertical através de uma estrutura metálica que abraça as extremidades dos frechais à base, Figura 5b. Este esquema obriga as tábuas da parede a deslocarem-se em relação ao frechal, *i.e.*, a solicitar os pregos da ligação, tal como se julga acontecer numa situação real. O frechal superior das paredes encaixa no negativo de uma viga/cabeço de madeira idêntico ao da viga central da estrutura da base, Figura 5c. Para bloquear o deslocamento do topo da parede para fora do seu plano, construiu-se um pórtico metálico que suportava três “braços” horizontais em consola (Figura 5c) que tocavam no cabeço de madeira através de esferas em três pontos na face anterior da parede e em dois pontos na face posterior, e adicionaram-se três escoras diagonais como elementos suplementares de travamento.

A pressão/força vertical exercida pelo atuador durante o ensaio foi medida por uma célula de carga interna do próprio atuador e por duas células de carga externas colocadas uma em cada varão vertical. Por sua vez, para medir a pressão/força horizontal aplicada foi interposta uma célula de carga entre o êmbolo do atuador horizontal e a parede. Para avaliar as deformações das paredes durante os ensaios, mediram-se, com recurso a transdutores de deslocamento (LVDT – Linear Variable Differential Transformers), deslocamentos horizontais, verticais e diagonais de um conjunto de

pontos distribuídos na parede, conforme se ilustra na Figura 6. Foi ainda medida a rotação do cabeço de madeira (que coincide com a rotação do frechal superior) em torno dos dois eixos horizontais com recurso a um clinómetro que foi colocado no centro do cabeço.



(a)



(b)

Figura 4 Setup experimental no LESE: a) esquema em alçado; b) vista geral



(a)



(b)



(c)

Figura 5 Detalhes do *setup* experimental

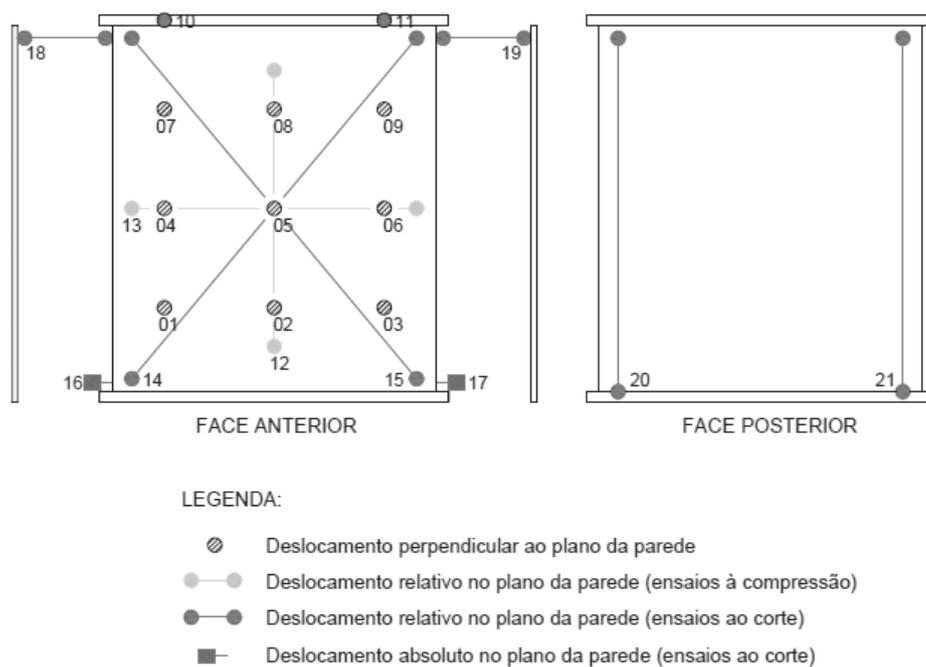


Figura 6 Posicionamento dos LVDT nas paredes durante os ensaios

Todos os ensaios foram realizados com controlo de deslocamentos. Os ensaios de compressão terminaram quando a respetiva curva força vertical aplicada vs. deslocamento vertical medido tendeu para uma linha horizontal. A força vertical máxima exercida nessas condições é referida no texto como carga crítica. No caso dos ensaios de corte, os ensaios terminaram quando: (i) a curva força horizontal aplicada vs. deslocamento horizontal medido tendeu para uma linha horizontal, (ii) o deslocamento horizontal obtido se considerou representativo de uma situação de dano claro, ou (iii) o deslocamento máximo do atuador foi atingido. Em qualquer dos casos, intencionalmente os ensaios pararam antes da rotura das paredes e sem causar danos importantes nas estruturas para que pudessem ser facilmente reabilitadas e reutilizadas em novas campanhas experimentais.

Antes da apresentação dos resultados, importa salientar que as paredes de tabique (i) são compostas pela justaposição/sobreposição de elementos de madeira, ou seja, de elementos constituídos por um material natural com defeitos inerentes, e (ii) encaixam-se no grupo dos *non-engineered elements*, ou seja, são elementos estruturais que seguem procedimentos construtivos, mas sem um dimensionamento associado. É por isso expectável que as paredes de tabique apresentem uma maior variabilidade no comportamento estrutural e nos resultados obtidos nos ensaios mecânicos, relativamente a outros materiais mais fiáveis e/ou elementos estruturais de dimensionamento regulamentarmente estabelecido.

2.3 Resultados experimentais

2.3.1 Ensaio de compressão

Foram realizados oito ensaios experimentais de compressão no plano: dois monotónicos (MC) e dois cíclicos (CC) em cada tipologia de parede de tabique. Cada ensaio consistiu na aplicação de uma carga vertical descendente, igualmente distribuída em 4 pontos equidistantes, no plano e no topo da parede. A força vertical foi imposta com controlo de deslocamento que foi aplicado a uma velocidade constante de 0,01 mm/s durante a carga e 0,05 mm/s durante a descarga. A Figura 7 apresenta as curvas força vertical aplicada vs. deslocamento vertical medido obtidas para ambas as tipologias de parede de tabique [15].

A partir dos resultados experimentais apresentados na Figura 7 e na Tabela 1 extraíram-se as seguintes principais conclusões:

- a carga crítica de Euler, ou carga crítica de encurvadura (P_{cr}) das PTS e das PTD é cerca de 20,0 kN/m e 22,6 kN/m, respetivamente;
- as PTD, com o dobro da espessura das PTS, ou seja, com metade da esbelteza, apresentam uma carga crítica que é, em média, apenas cerca de 15% superior à carga crítica das PTS. Este resultado mostra que as tábuas diagonais possuem capacidade para resistir às ações verticais muito inferior à das tábuas verticais;

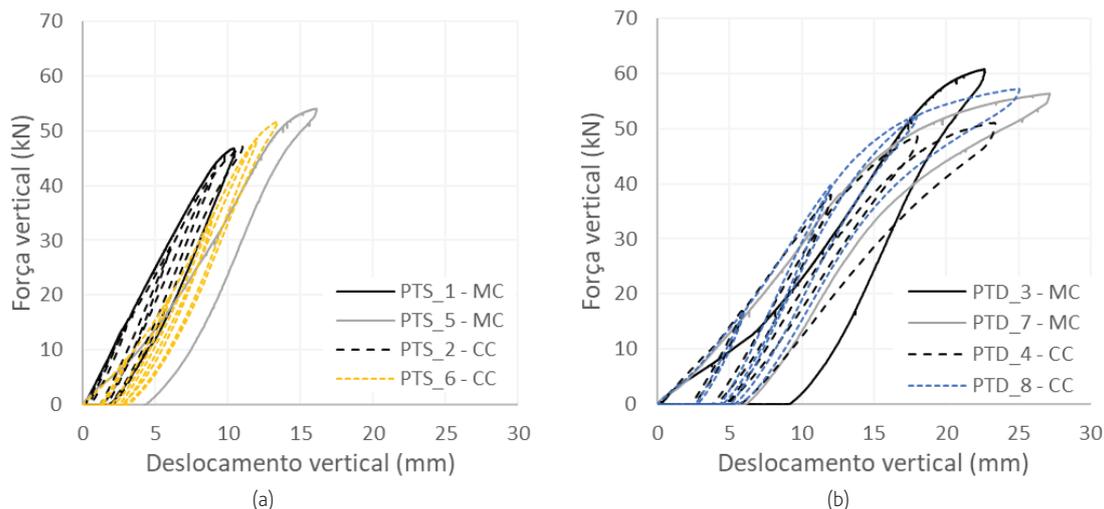


Figura 7 Força vertical aplicada vs. deslocamento vertical medido: a) PTS; b) PTD

- utilizando os ensaios cíclicos como referência, os deslocamentos residuais imediatamente após a descarga foram cerca de 18% e 26% dos respetivos deslocamentos máximos para as PTS e para as PTD, respetivamente. No entanto, estes deslocamentos tenderam a diminuir ao longo do tempo;
- a rigidez à compressão na fase elástica (inicial) das PTS, considerando a espessura total da parede, é maior do que a rigidez das PTD. A menor rigidez das PTD reflete o *layout* não simétrico das tábuas em relação ao plano médio da parede e à posição de carga. Como o lado das tábuas diagonais é mais flexível às forças verticais, promove a flexão da parede, antecipando o fenómeno de encurvadura;
- como consequência do ponto anterior, e dos maiores deslocamentos verticais impostos, as PTD exibem maiores deformações de flexão para fora do plano quando comparadas com as PTS, como se mostra na Figura 8.

Os resultados expressos pelos perfis transversais da Figura 8 mostram ainda que as paredes rodam em ambas as extremidades. Apesar de a estrutura da fundação poder impedir a rotação do frechal inferior, não impede a rotação das tábuas, ou seja, a ligação entre as tábuas e o frechal inferior (através de pregos, como acontece na realidade) é flexível; restringe, mas não impede completamente que as tábuas rodem em torno do frechal.

Quanto ao frechal superior, o *setup* foi estabelecido para permitir a sua rotação livre. Note-se, no entanto, que o *setup* não conseguiu evitar deslocamentos residuais para fora do plano, no instante da carga máxima aplicada. Finalmente, importa referir que, após a descarga, as PT recuperam a sua forma inicial (os deslocamentos residuais após a descarga tenderam para zero ao longo do tempo), confirmando que os ensaios não causaram danos relevantes nas paredes.

Tabela 1 Carga crítica vertical das paredes

PT	Carga crítica vertical		Carga crítica vertical média (kN/m)
	(kN)	(kN/m)	
PTS	PTS_1 – MC	46,8	18,7
	PTS_2 – CC	47,2	18,9
	PTS_5 – MC	54,0	21,6
	PTS_6 – CC	51,7	20,7
PTD	PTD_3 – MC	60,8	24,3
	PTD_4 – CC	51,2	20,5
	PTD_7 – MC	54,6	22,6
	PTD_8 – CC	57,3	22,9

Em termos comparativos com os resultados das simulações numéricas efetuadas em [13] em paredes de tabique com a mesma altura de 3,0 m, conclui-se que o valor experimental obtido se encontra dentro dos valores expectáveis, estimados com base na relação entre inércias e comprimentos de encurvadura. Em particular, o rácio entre as cargas críticas do protótipo PTS experimental e numérico: $(20,0 \text{ kN/m} / 46,4 \text{ kN/m}) = 0,43$, é idêntico ao rácio entre as espessuras dos dois protótipos ao cubo (relação entre inércias), multiplicado pela relação inversa entre os comprimentos de encurvadura: $(2,5 \text{ cm} / 4,0 \text{ cm})^3 \times (3,0 \text{ m} / (0,7 \times 3,0 \text{ m})) = 0,35$. Nesta operação supõe-se que o protótipo experimental tem,

de algum modo, a rotação da base restringida/encastrada e não rotulada como acontecia no protótipo numérico.

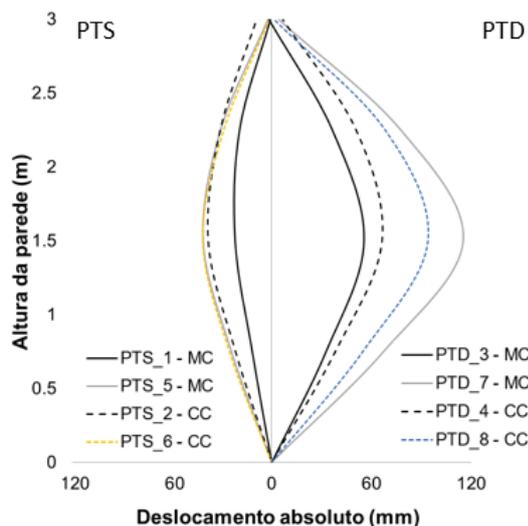


Figura 8 Perfis/deslocamentos transversais das 8 PT no instante de aplicação da força vertical máxima

2.3.2 Ensaios de corte com compressão constante

Foram realizados oito ensaios experimentais de corte no plano sob compressão constante: dois monotónicos (MC) e dois cíclicos (CC) em cada tipologia de parede de tabique. Cada ensaio consistiu na aplicação de uma carga horizontal variável no topo e plano da

parede combinada com uma carga vertical descendente que se manteve constante ao longo de todo o ensaio. A carga horizontal pretende simular uma eventual ação, ou evento que possa causar impulsos horizontais sobre a parede; a carga vertical representa a ação gravítica resultante da descarga de um pavimento de madeira, da estrutura de um telhado e/ou de outras eventuais paredes de tabique, em condições de serviço. No presente caso, foi aplicada uma carga vertical de 10 kN que pretende representar o peso-próprio e a sobrecarga aplicada num pavimento de madeira com 5,0 m de vão que utiliza a parede como apoio intermédio.

Nos ensaios monotónicos, a força foi aplicada com controlo de deslocamento e a uma velocidade constante de 0,01 mm/s durante a carga e 0,04 mm/s durante a descarga. Nos ensaios cíclicos foi adotada a lei de deslocamentos horizontais indicada na Tabela 2, com ciclos de amplitude crescente e velocidade variável por ciclo, e repetindo cada ciclo duas vezes. O deslocamento horizontal foi considerado positivo quando se empurra a parede, *i.e.* quando se move a parede na direção oposta à do atuador [16].

Como primeira conclusão, os ensaios mostram que as duas tipologias de paredes de tabique apresentam comportamentos distintos. Quando sujeitas a ações horizontais, as PTS comportam-se como uma sequência de elementos verticais (tábuas) independentes que rodam em torno da base, Figura 9a. A ligação entre as tábuas conferida pelos frechais superior e inferior e pelas barras horizontais (fasquio) apenas obrigam as tábuas a inclinar-se da mesma forma, fazendo com que a parede sofra, essencialmente, distorção por corte. Este comportamento é confirmado pela leitura do gráfico da Figura 10a que mostra deslocamentos relativos simétricos medidos pelos dois LVDT dispostos na diagonal. Salienta-se que este resultado é válido para as condições ensaiadas, *i.e.* para as paredes sem qualquer reboco de revestimento.

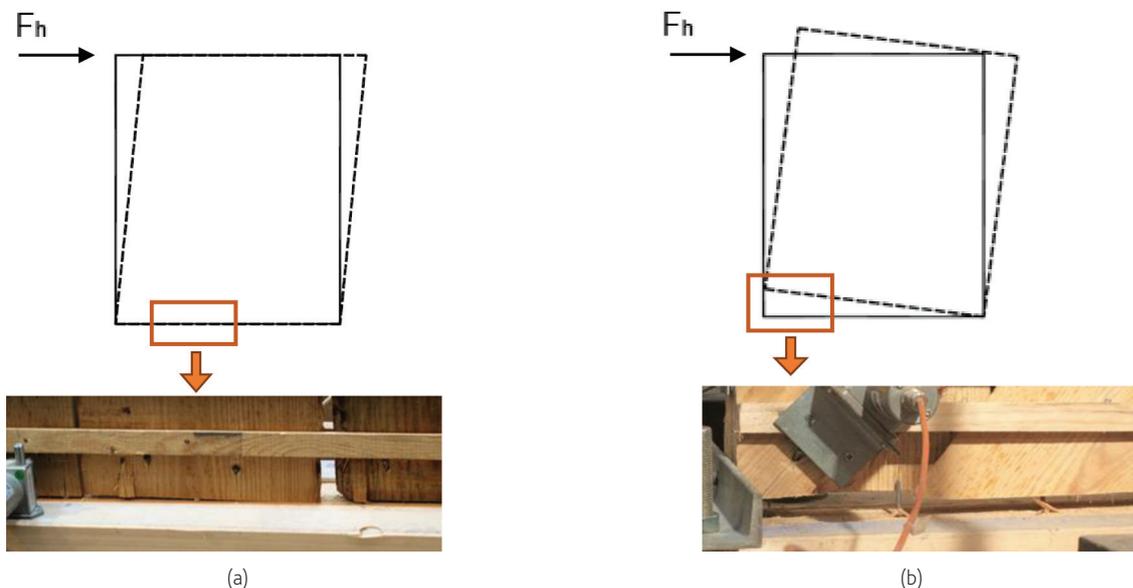


Figura 9 Comportamento experimental das paredes submetidas à carga horizontal (F_h), incluindo fotografias da base para o instante de aplicação da carga horizontal máxima: a) PTS; b) PTD

Tabela 2 Lei de deslocamentos imposta nos ensaios cíclicos de corte com compressão constante

Ciclo	Amplitude do deslocamento horizontal (mm)		Velocidade de aplicação (mm/s)
	PTS	PTD	
1 - 2	2,5	2,5	0,04
3 - 4	7,5	7,5	0,06
5 - 6	15,0	15,0	0,08
7 - 8	27,5	22,5	0,08
9 - 10	40,0	30,0	0,08

Ao contrário das PTS, as tábuas verticais das PTD estão bem ligadas entre si e funcionam em conjunto graças à contribuição das tábuas diagonais que providenciam o comportamento monolítico esquematizado na Figura 9b. Os deslocamentos quase nulos medidos pelos LVDT dispostos na diagonal, Figura 10b, e o destacamento da parede em relação ao frechal inferior, Figura 9b, confirmam o movimento de corpo rígido, sem distorção relevante ocorrido nas PTD. O levantamento da parede para o instante de carga máxima aplicada variou entre 9 mm e 12 mm.

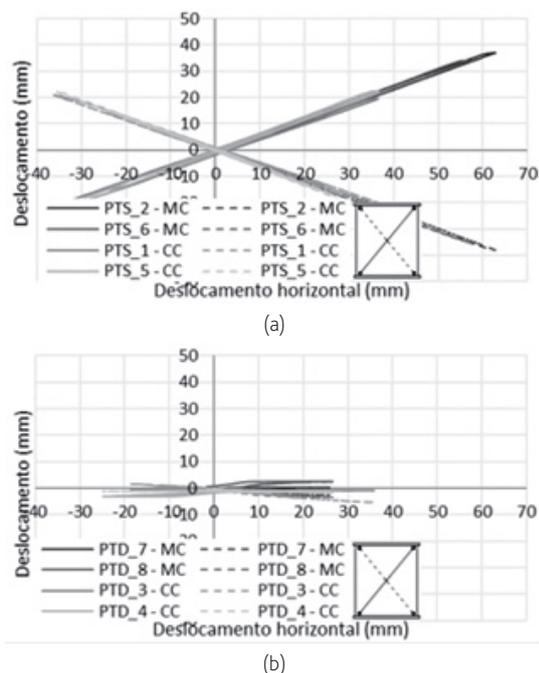


Figura 10 Deslocamento diagonal relativo medido no plano vs. deslocamento horizontal imposto: a) PTS; b) PTD

Estes dois comportamentos distintos justificam as curvas força horizontal aplicada vs. deslocamento horizontal medido obtidas e apresentadas na Figura 11 (alerta-se para a escala diferente em que foram representadas). A Tabela 3 apresenta os valores máximos da força horizontal aplicada e do deslocamento horizontal medido e ainda o deslocamento horizontal residual obtido, para cada ensaio.

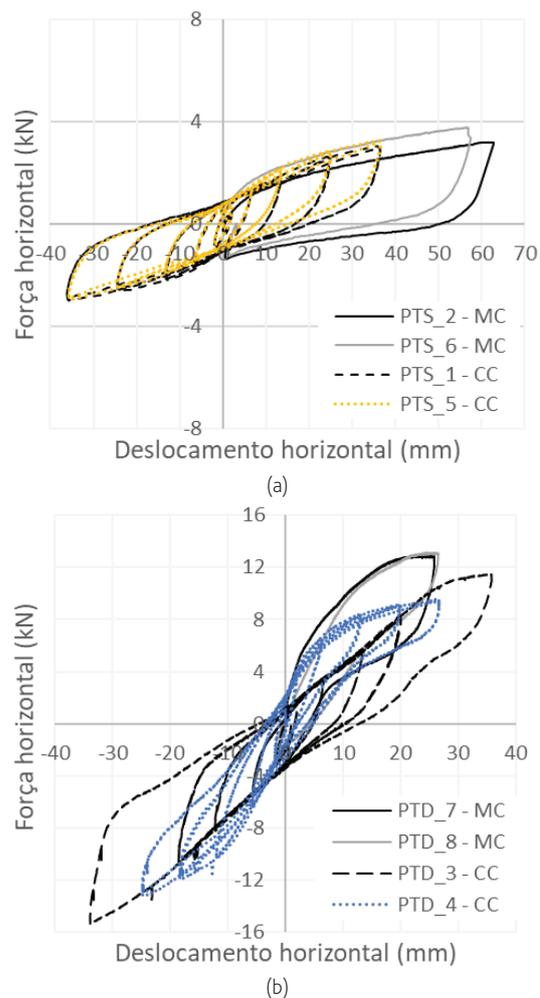


Figura 11 Força horizontal aplicada vs. deslocamento horizontal medido: a) PTS; b) PTD

Tabela 3 Força horizontal máxima aplicada e deslocamentos horizontais máximos e residuais medidos

	PT	Força horizontal (kN)	Deslocamento horizontal (mm)	Deslocamento residual (mm)
PTS	PTS_2 - MC	3,2	62,8	50,0
	PTS_6 - MC	3,8	57,5	35,1
	PTS_1 - CC	3,1 / -3,0*	36,0 / -36,0*	-
	PTS_5 - CC	3,3 / -3,0*	35,7 / -34,9*	-
PTD	PTD_7 - MC	12,9	25,9	4,0
	PTD_8 - MC	13,1	26,6	4,5
	PTD_3 - CC	11,5 / -15,3*	35,8 / -33,9*	-
	PTD_4 - CC	9,5 / -13,2*	26,7 / -24,8*	-

*Valores correspondentes a empurrar/puxar a parede

As curvas anteriores mostram a diferente capacidade resistente horizontal das paredes PTS e PTD e salientam o seu comportamento bi e trilinear, respetivamente. A cada regime "linear" corresponde uma rigidez horizontal tangente distinta (rácio entre variação de força horizontal e correspondente variação de deslocamento horizontal), nomeadamente valores médios em situação de carga no regime "linear" inicial de 240 kN/m para as PTS e 1100 kN/m para as PTD, e de 45 kN/m e 70 kN/m para as mesmas paredes no regime "linear" final. Consta-se ainda que:

- graças ao contributo das tábuas diagonais, as PTD, com o dobro da espessura das PTS, têm uma capacidade para resistir a ações horizontais cerca de 3,5 vezes superior. Faz-se notar que este rácio é bastante inferior ao obtido nas simulações numéricas referidas em [13], já que esses resultados não tiveram em consideração o levantamento do frechal em relação à base, situação que determina e influencia fortemente o comportamento das PTD;
- o valor médio do deslocamento horizontal máximo aplicado às PTS sem atingir dano visível foi de 60 mm, enquanto nas PTD o deslocamento atingido nas mesmas condições foi cerca de metade desse valor, ou seja, as PTS aparentam ser capazes de acomodar maiores deslocamentos;
- ao contrário das PTS, as PTD apresentam alguma heterogeneidade na forma das curvas força horizontal aplicada vs. deslocamento horizontal medido. No entanto, ambas as PTD responderam com maior capacidade resistente no sentido negativo de aplicação da ação horizontal e esse resultado está relacionado com as condições do *setup*; ao empurrar a parede, a extremidade oposta do frechal superior move-se mais para fora do plano do que quando a parede é puxada, exigindo menor carga para provocar o mesmo deslocamento;
- entre ciclos, a redução de resistência para a mesma amplitude é quase nula, indicando que as paredes não sofreram danos significativos. A redução de rigidez observada, embora pouco significativa, resulta do "desgaste" das ligações, em particular das tábuas do frechal inferior cujos pregos são continuamente pregados e despregados durante os movimentos cíclicos.

3 Conclusões

O artigo apresenta os resultados de uma campanha experimental de ensaios à compressão e de ensaios ao corte sob compressão constante realizada no LESE, FEUP, em paredes de tabique representativas de duas tipologias construtivas diferentes: paredes de tabique simples (PTS) e duplo (PTD). Estes resultados constituem ferramentas fundamentais de apoio a modelos de intervenção sustentados no conhecimento do verdadeiro comportamento dos materiais e elementos estruturais; contribuem para a valorização desta técnica construtiva e apoiam a manutenção das paredes de tabique nas construções reabilitadas.

Em particular, os resultados dos ensaios realizados mostram que as paredes de tabique, mesmo sem o reboco de revestimento, apresentam uma boa capacidade portante a cargas verticais. Com efeito, as PTS, com tábuas verticais de 2,5 cm de espessura, e as PTD, com tábuas verticais de 2,5 cm de espessura mais tábuas

diagonais de 2,5 cm de espessura, apresentam cargas verticais críticas de encurvadura médias de cerca de 20,0 kN/m e 22,6 kN/m, respetivamente. Note-se, no entanto, que as PTD, com o dobro da espessura das PTS, apresentam uma carga crítica que é apenas cerca de 15% maior (em média) do que a carga crítica das PTS, mostrando que a contribuição das tábuas diagonais para a capacidade resistente a ações verticais é muito inferior à das tábuas verticais.

No que diz respeito aos ensaios ao corte no plano das paredes sob compressão constante, os resultados mostram que o comportamento das paredes de tabique é condicionado, em primeiro lugar, pela existência ou não de tábuas diagonais pregadas às tábuas verticais e, em segundo, pelas ligações pregadas entre as tábuas e o frechal inferior. Os valores máximos médios da força e do deslocamento horizontais aplicados às PTS foram de 3,5 kN e 60 mm, respetivamente, enquanto as PTD apresentaram valores de 12,6 kN e 30 mm. Estes resultados mostram que as PTD resistem a uma carga horizontal aproximadamente 3,5 vezes superior, embora as PTS sejam capazes de acomodar maiores deslocamentos. De facto, quando submetidas a cargas horizontais, as PTD respondem com uma rigidez horizontal inicial cerca de cinco vezes superior à das PTS. Estes resultados mostram que as tábuas diagonais são fundamentais para a capacidade resistente ao corte no plano das paredes de tabique, permitindo que estas paredes possam funcionar como elementos de contraventamento horizontal.

Por fim, importa salientar que esta campanha experimental mostra que as paredes de tabique têm capacidade para desempenhar um papel estrutural importante no comportamento global das construções onde estão inseridas, devendo a sua remoção ser devidamente ponderada e justificada. Decisões que contemplem a sua remoção arbitrária para dar lugar a novos elementos devem por isso ser combatidas.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.; Bolsa FCT SFRH/BPD/88115/2012. Os autores agradecem também a colaboração do NCREP (www.ncrep.pt), bem como o apoio financeiro da PORTILAME (www.portilame.com) na construção dos protótipos e da CS CONSTRUTORA (www.csconstrutora.com) na realização dos ensaios.

Referências

- [1] ICOMOS – *Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*. By Int. Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, 2003.
- [2] Fernandes, F. B. – *Transformação e permanência na habitação portuense. As formas da casa na forma da cidade*, FAUP Publicações, 1999.

- [3] Teixeira, J. – *Salvaguarda e Valorização do Edifício Habitacional da Cidade Histórica. Metodologia de Intervenção no Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Arquitectura da Universidade do Porto (FAUP), 2014.
- [4] Pinto, J. et al. – “Save the tabique construction” em *Structural rehabilitation of old buildings*, edited by A. Costa, Guedes, J., Varum, H., Springer, 2014, p. 157-185.
- [5] Padrão, J. et al. – “A contribution for tabique walls characterization”. *Proceedings of the 7th International conference on safety and durability of structures*. 10th-12th May 2016, UTAD, Vila Real, Portugal.
- [6] Cardoso, R. et al. – “Building details of a tabique dwelling in Trás-os-Montes e Alto Douro region”. *XII DBMC: 12th International Conference on Durability of Building Materials and Components*, FEUP, Porto, Portugal, 2011.
- [7] Pinto, J. et al. – “Tabique construction characterization in Douro North Valley, Portugal: A first step to preserve this architectural heritage”. *Proceedings of the 2nd WSEAS International Conference on Urban Rehabilitation and Sustainability*, URES'09, 2009.
- [8] Cardoso, R. – *Caracterização da construção em tabique de Lamego e Alto Douro*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade da Beira Interior (UBI), 2013.
- [9] Carvalho, J. – *Construções em tabique na região de Trás-os-Montes e Alto Douro*. Dissertação de Mestrado, Escola de Ciências e Tecnologia (ECT), Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD), 2009.
- [10] Cepeda, A. – *Construções de tabique existentes na associação de municípios do Alto Tâmega*. Dissertação de Mestrado, Escola de Ciências e Tecnologia (ECT), Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD), 2009.
- [11] Martinho, J. – *Construção de tabique na Associação de Municípios da Terra Fria do Nordeste Transmontano*. Dissertação de Mestrado, Escola de Ciências e Tecnologia (ECT), Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD), 2010.
- [12] Pinto, R. – *Caracterização das paredes de tabique do centro histórico de Viseu*. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu (ESTGV), Instituto Politécnico de Viseu (IPV), 2013.
- [13] Pires, A. et al. – “Análise de paredes de tabique: estudo numérico”. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, rpee* | Série III | n.º 1 |, pp 55-66, julho de 2016.
- [14] Guedes, J. et al. – “Análise de medidas de reforço de paredes de tabique. Estudo numérico”. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, rpee* | Série III | n.º 8 | p. 71-82, novembro de 2018.
- [15] Rebelo, A. – *Avaliação das características mecânicas de paredes de tabique à compressão no plano*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 2015.
- [16] Amorim, M. – *Avaliação experimental do comportamento de paredes de tabique ao corte no plano*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 2016.

Comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido: estudo experimental

Behavior of reinforced concrete two pile caps with partially embedded socket: experimental study

Rodrigo Barros
Daniel Nelson Maciel
José Samuel Giongo

Resumo

Em estruturas de concreto pré-moldado, a ligação pilar-fundação pode ocorrer por meio do cálice de fundação, que por sua vez pode estar embutido, parcialmente embutido ou externo, com o colarinho saliente em relação ao bloco de fundação. Apresenta-se nesse trabalho resultados de um estudo experimental de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido submetido à ação centrada, utilizando modelos em escala reduzida 1:2. Nos modelos analisados, considerou-se a existência de chave de cisalhamento nas paredes do cálice e do pilar, e também a conformação de paredes lisas nos elementos. Os resultados são comparados com o de blocos de fundação que apresentam ligações monolíticas. Observa-se que os blocos com chave de cisalhamento apresentam força última superior à dos blocos com ligação monolítica, e que os blocos com interface lisa apresentam força última até 26% menor do que a dos blocos com ligação monolítica.

Abstract

On precast concrete structures, the column foundation connections can occur through the socket foundation, which can be embedded, partially embedded or external, with socket walls over the pile caps. This paper present an experimental study about reinforced concrete two pile caps with partially embedded socket submitted to central load, using 1:2 scaled models. In analyzed models, it was considered shear keys in the socket walls and column interface, as well as a smooth interface on this elements. The results are compared with monolithic pile caps connections. It is observed that the pile caps with shear keys on sockets has ultimate load greater than pile caps with monolithic connections, but the pile caps without shear keys has ultimate load up to 26% less than pile caps with monolithic connections.

Palavras-chave: Concreto armado / Bloco sobre estacas / Cálice parcialmente embutido

Keywords: Reinforced concrete / Pile caps / Partially embedded socket

Rodrigo Barros

Engenheiro Civil, Professor Adjunto
Escola de Ciências & Tecnologia
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN, Brasil
rodrigobarros@ect.ufrn.br

Daniel Nelson Maciel

Engenheiro Civil, Professor Associado
Escola de Ciências & Tecnologia
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN, Brasil
dnmaciel@ect.ufrn.br

José Samuel Giongo

Engenheiro Civil, Professor Doutor
Departamento de Engenharia de Estruturas – EESC, USP
São Carlos – SP, Brasil
jsgiongo@sc.usp.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.

BARROS, Rodrigo [et al.] – Comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido: estudo experimental. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 63-74.

1 Introdução

Blocos de fundação ou blocos de coroamento são utilizados em edificações cujas fundações precisam atingir as camadas profundas do terreno. Os elementos de fundação profunda mais utilizados são as estacas e os tubulões. A ligação entre esses elementos e a superestrutura de uma edificação, por sua vez, ocorre por meio do bloco de fundação.

Em estruturas de concreto pré-moldado, essa ligação pode ocorrer por meio do uso de chapa de base, por emenda da armadura com graute e bainha, ou por meio de cálice. Dentre esses tipos, destaca-se a ligação por meio de cálice de fundação, a qual apresenta relativa facilidade de construção, possibilidade de ajuste e de transmissão de momentos dos pilares para as estacas.

O cálice é a parte do bloco que recebe o pilar pré-moldado, funcionando como um encaixe entre esses elementos, podendo ter as paredes apresentando rugosidades ou não. O pilar permanece em contato com o cálice num trecho denominado comprimento de embutimento ℓ_{emb} . Nesse tipo de ligação, três situações de cálices são possíveis, conforme Figura 1: externo ao bloco, ou seja, com colarinho saliente; parcialmente embutido, em que o comprimento de embutimento é dividido na parte referente ao colarinho externo e na parte embutida no bloco; ou embutido no bloco, sem presença de colarinho.

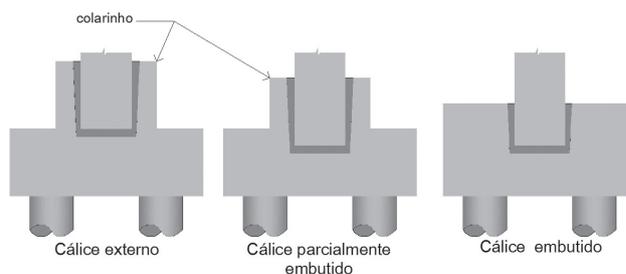


Figura 1 Bloco de fundações com cálice externo, parcialmente embutido e embutido

Os modelos teóricos utilizados para o dimensionamento de blocos de fundação baseiam-se na teoria da flexão para as situações em que se têm blocos flexíveis, e em modelos de bielas e tirantes para os casos de blocos rígidos. Na literatura técnica são encontrados diversos estudos a respeito do dimensionamento do cálice de fundação, dentre os quais se destacam os trabalhos de Canha [1], Campos [2] e Canha et al. [3]. Entretanto, existe pouca informação na literatura técnica a respeito do comportamento estrutural dos blocos de fundação com a presença de cálice, dentre os quais pode destacar-se as pesquisas de Delalibera et al. [4], Barros e Giongo [5] e Delalibera et al. [6]. Em relação a blocos de fundação utilizados em ligações monolíticas, destacam-se os trabalhos com foco no desenvolvimento de modelos de bielas e tirantes, os quais são utilizados no dimensionamento desse tipo de bloco. Delalibera e Giongo [7] apresentam um estudo sobre a influência que a seção reta dos pilares provoca nos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas. Já Munhoz e Giongo [8] realizaram um estudo semelhante a respeito da influência da seção transversal dos pilares, bem como sua taxa de armadura, na armadura longitudinal do

tirante de blocos sobre duas estacas. Souza *et al.* [9] apresentam um modelo adaptado para consideração de excentricidades em modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre quatro estacas. Buttignol e Almeida [10] desenvolveram um estudo numérico em blocos de fundação sobre três estacas no qual verificaram que a resistência característica à compressão do concreto pouco influencia na capacidade resistente do bloco. Barros *et al.* [11] realizaram simulação numérica em blocos de fundação com concreto pré-moldado. Tomaz *et al.* [12] analisaram o comportamento das tensões nodais no encontro das bielas com os pilares, considerando o comportamento multiaxial do concreto.

Por esse motivo, desenvolveu-se uma pesquisa teórico-experimental a respeito de blocos de fundação com cálice, na qual alguns resultados dos blocos com cálice parcialmente embutido são apresentados ao longo deste trabalho.

2 Metodologia

A metodologia utilizada para este trabalho foi a análise teórica e experimental de blocos sobre duas estacas. Apresentam-se neste trabalho os resultados dos ensaios experimentais de quatro blocos de fundação em escala 1:2. Dois desses blocos apresentaram cálice parcialmente embutido com a presença de colarinho, sendo que um dos blocos apresentava rugosidade nas paredes do cálice e do pilar, enquanto o outro não apresentava nenhum tipo de rugosidade. Foram analisados outros dois blocos os quais não possuíam cálice de fundação, isto é, blocos em que a ligação entre o pilar e o bloco ocorre de forma monolítica. Esses blocos, por sua vez, foram denominados blocos de referência, e serviram para comparação dos resultados entre os blocos com cálice de fundação e blocos monolíticos. A necessidade de se apresentar dois blocos monolíticos se deu pela diferença nas dimensões dos blocos com cálice rugoso e liso, necessária para manter o ângulo teórico de inclinação da biela igual para os dois modelos analisados.

2.1 Modelos físicos

Os ensaios ocorreram no Laboratório de Estruturas (LE) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Os modelos com cálice parcialmente embutido possuíam a altura do bloco igual à altura dos blocos de referência, ficando o comprimento de embutimento l_{emb} dividido, estando metade desse valor em uma parcela externa ao bloco e a outra metade embutida no mesmo. Os quatro modelos analisados foram divididos em duas séries, sendo denominados de M1 e M2 os blocos da série sem rugosidade, e M3 e M4 os blocos da série com rugosidade, conforme apresentado no Quadro 1. A consideração dos modelos com e sem rugosidade se deu pelo fato de a ABNT NBR 9062:2006 [13] permitir essas duas configurações para o cálice.

Quadro 1 Modelos ensaiados em laboratório

Série	Tipo de cálice	Modelo
Sem Rugosidade (SR)	Referência	M1
	Parcialmente embutido	M2
Com Rugosidade (CR)	Referência	M3
	Parcialmente embutido	M4

2.2 Dimensionamento dos modelos

O dimensionamento dos blocos foi feito a partir das medidas de um protótipo com aresta do pilar medindo 30 cm de comprimento e estacas quadradas cujas arestas tinham a mesma medida do pilar. A altura dos blocos foi definida a partir do comprimento mínimo de embutimento recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [13] para força normal com pequena excentricidade, e o dimensionamento a partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [14] e de Blévoit e Frémy [15]. O modelo de bielas e tirantes adotado considera a força aplicada no pilar dividida em duas partes iguais, cada qual aplicada a uma distância de um quarto da aresta da seção do pilar, e a biela chegando no centro de cada estaca. A partir dessa definição, foi possível definir o modelo de Bielas e Tirantes, e calcular a força em cada elemento. A Figura 2, apresentada a seguir, ilustra as medidas dos blocos em escala real, cujas medidas estão apresentadas em centímetro.

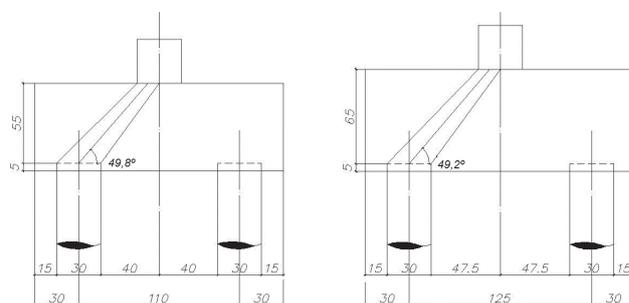


Figura 2 Dimensões dos modelos em escala real (medidas em cm)

Para obtenção da força normal teórica suportada pelo bloco, utilizam-se como limitadores os valores das tensões limites nas regiões nodais, isto é, no encontro da biela com o pilar e da biela com a estaca. Os valores de F_d representam valores de cálculo, isto é, valores utilizados nas etapas de projeto. Como se trata do dimensionamento de elementos que serão ensaiados em laboratório, utilizou-se o valor do coeficiente de segurança majorador das ações $\gamma_f = 1$, sendo admitida como força de avaliação, F_{ava} .

Em relação ao valor limite das tensões nas regiões nodais, os coeficientes redutores das tensões indicados em normas não foram considerados, sendo adotado o valor da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), conforme equações 1 e 2. Em outras palavras, o coeficiente minorador γ_m do concreto e do aço foi tomado igual a 1.

$$F_{ava} = F_{ck} \cdot A_p \cdot \sin^2 49,2 = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot A_p \quad (SR) \quad (1)$$

$$F_{ava} = F_{ck} \cdot A_p \cdot \sin^2 49,8 = 0,58 \cdot f_{ck} \cdot A_p \quad (CR) \quad (2)$$

Como as estacas e o pilar apresentam a mesma área, verifica-se que a condição limitante para o dimensionamento é a tensão no encontro da biela com o pilar. Utilizou-se concreto usual com resistência característica à compressão, f_{ck} , igual a 25 MPa.

O cálculo da força no tirante foi feito por meio do equilíbrio do triângulo de forças no encontro da biela com a estaca, sendo que a força R_{st} é obtida a partir da relação com a tangente do ângulo de inclinação da biela e da força atuante na mesma. O cálculo

da armadura necessária é obtido a partir da relação da força no tirante R_{st} e da resistência ao escoamento das barras da armadura de aço, f_{yk} . Pelas mesmas razões admitidas anteriormente para o concreto, adotou-se para o aço o coeficiente de minoração da resistência $\gamma_s = 1$. Como os modelos reduzidos mantêm a escala 1:2, o dimensionamento desses modelos é feito do mesmo modo, alterando a geometria dos blocos, resultando para a série sem rugosidade os seguintes valores:

$$F_{ava} = 0,57 \cdot 2,5 \cdot 15 \cdot 15 = 320,625 \text{ kN} \quad (3)$$

$$R_{st} = \frac{320,625}{2 \cdot \text{tg } 49,2} = 138,3 \text{ kN} \quad (4)$$

$$A_{st} = \frac{138,3}{50} = 2,77 \text{ cm}^2 \quad (5)$$

Semelhante ao resultado anterior, obtém-se na situação do bloco com rugosidade:

$$F_{ava} = 0,58 \cdot 2,5 \cdot 15 \cdot 15 = 326,25 \text{ kN} \quad (6)$$

$$R_{st} = \frac{326,25}{2 \cdot \text{tg } 49,8} = 137,8 \text{ kN} \quad (7)$$

$$A_{st} = \frac{137,8}{50} = 2,76 \text{ cm}^2 \quad (8)$$

Portanto, a armadura principal do bloco foi detalhada com $4\phi 8,0$ e $1\phi 10,0$ totalizando $2,78 \text{ cm}^2$. O dimensionamento dos pilares e estacas seguiu as recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [14] com a consideração de momento mínimo aplicado nesses elementos, o que resultou em $4\phi 10,0$ para as estacas e $4\phi 12,5$ para os pilares. Em relação ao dimensionamento do cálice consideraram-se as recomendações de pequena excentricidade, uma vez que nos ensaios a força foi aplicada centrada no pilar. Em relação à chave de cisalhamento para conformação rugosa das paredes do cálice, considerou-se os detalhes apresentados na Figura 3.

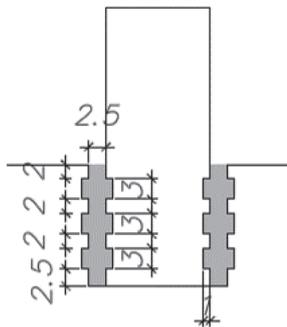


Figura 3 Detalhe da chave de cisalhamento (medidas em cm)

3 Programa experimental

3.1 Formas

As formas utilizadas na construção dos blocos, pilares e estacas utilizaram madeira compensada plastificada com 17 mm de

espessura, e foram feitas na marcenaria da EESC-USP. Além da madeira compensada, foram utilizados caibros para contenção lateral das formas, pregos, parafusos e cola. Para a construção da chave de cisalhamento, utilizou-se poliestireno expandido (Isopor) para o cálice e madeira para a forma dos pilares. As Figuras 4a) e 4b) apresentam, respectivamente, a forma interna do cálice com rugosidade do modelo M4, e a forma de um dos blocos com as estacas posicionadas antes da concretagem.



a)



b)

Figura 4 Formas do cálice e dos blocos

3.2 Armaduras

Foram utilizadas barras de aço da categoria CA-50 com diâmetros de 6,3 mm, 8 mm, 10 mm e 12,5 mm e fios de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5,0 mm. Foi necessário proceder à montagem das armaduras, a qual ocorreu no LE. A sequência de montagem se iniciou pelas estacas, uma vez que as mesmas não possuíam extensômetros nas suas barras. Em seguida foram montadas as armaduras dos pilares e, por último, as armaduras dos blocos de fundação juntamente com as dos cálices. As Figuras 5a) e 5b) apresentam a etapa de projeto, e as armaduras dos pilares após montagem bem como seu posicionamento na forma, enquanto

as Figuras 6a) e 6b) apresentam o processo de montagem das armaduras de um dos blocos ensaiados. A Figura 7, por sua vez, apresenta o detalhamento completo das armaduras utilizadas no modelo M4.

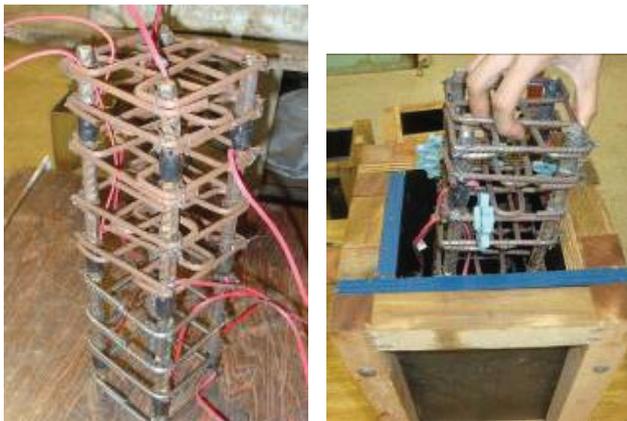


Figura 5 Detalhes da armadura dos pilares



a)



b)

Figura 6 Detalhes da armadura dos blocos

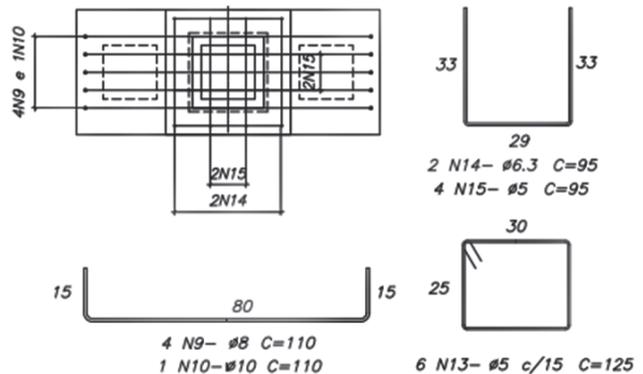


Figura 7 Detalhamento da armadura de um dos blocos

3.3 Concretagem

Inicialmente foram moldadas as estacas, pois precisavam estar posicionadas na forma antes da concretagem dos blocos. Posteriormente, foram concretados os blocos e cálices de fundação e, por último, os pilares. O concreto utilizado para as estacas e pilares apresentava resistência à compressão superior à resistência dos blocos. Para pilares e estacas utilizou-se concreto da classe C50 e para os blocos e para o cálice utilizou-se concreto da classe C25. A diferença na resistência dos elementos tinha por objetivo evitar que a ruína ocorresse nas estacas e nos pilares. O concreto da classe C50 foi feito no laboratório de estruturas enquanto o concreto da classe C25 foi adquirido em empresa fornecedora de concreto usinado.

O traço utilizado para os concretos da classe C50 foi estabelecido de acordo com AITCIN [16]. A dosagem utilizada para os pilares e estacas foi de 1:2, 36:2, 54:0, 33:0,03 (cimento, areia, pedra britada, a/c e aditivo superplastificante).

Utilizou-se cimento CPV-ARI (Cimento de alta resistência inicial). O agregado miúdo utilizado foi areia quartzosa disponível na região de São Carlos. O agregado graúdo foi pedra britada de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm. A água utilizada nas dosagens foi a fornecida pela rede pública de distribuição de água da cidade de São Carlos, e o aditivo superplastificante utilizado foi o Glenium 51.

No posicionamento das barras das armaduras nas formas dos blocos foram utilizados espaçadores plásticos, de modo a garantir um cobrimento mínimo de 2,50 cm para as armaduras. As pontas dos fios dos extensômetros foram envolvidas com plásticos, evitando que os fios fossem danificados pelo concreto fresco. A Figura 8a) apresenta o bloco do modelo M4 antes da concretagem, enquanto a Figura 8b) apresenta o mesmo bloco após a concretagem.

A concretagem dos pilares ocorreu após a etapa de concretagem dos blocos. Conforme dito anteriormente, o concreto utilizado nos pilares foi o mesmo utilizado nas estacas. Foram concretados os pilares pré-moldados separadamente, sendo um com rugosidade e outro sem rugosidade, os quais foram utilizados posteriormente para os blocos com cálice parcialmente embutido. Outros dois pilares foram moldados para os blocos de referência, os quais foram moldados diretamente sobre os blocos, conforme apresentado nas Figuras 9a) a 9c).



Figura 8 Concretagem dos blocos de fundação (modelo M4)

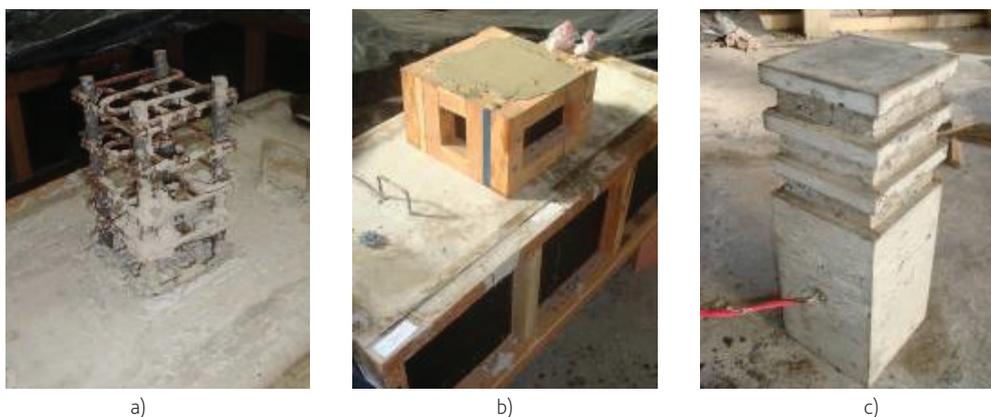


Figura 9 Concretagem dos pilares

Após a desforma de todos os elementos, foi preciso realizar a ligação dos pilares com os blocos de fundação. Essa ligação foi feita posicionando os pilares dentro dos cálices de fundação. Inicialmente procedeu-se a limpeza e retirada do pó que havia se acumulado dentro dos cálices. As paredes dos cálices foram limpas com um pano úmido. Em seguida, procedeu-se ao posicionamento dos pilares que foram moldados separadamente.

Para o posicionamento dos pilares foi necessário verificar o nível e o prumo dos mesmos em relação à superfície. Em seguida, o espaço existente entre os pilares e os cálices foi preenchido com graute autoadensável da marca Botagrout. Esse graute possui densidade da argamassa seca igual a $2,28 \text{ g/cm}^3$, tempo de trabalhabilidade de 30 minutos e um consumo estimado de 2000 kg/m^3 .

3.4 Equipamentos e instrumentação

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, utilizando a máquina universal de ensaios servo-controlada Instron 8506, com capacidade nominal de força igual a 2500 kN. A

aplicação da força nos pilares foi feita com deslocamento controlado, e velocidade constante e igual a $0,002 \text{ mm/s}$. Este equipamento também foi utilizado para realização dos ensaios para obtenção das propriedades das barras e fios de aço. Para obtenção dos dados referentes às medidas de deformação e deslocamento obtidos com os extensômetros elétricos de resistência e com os transdutores de deslocamento, foi utilizado o sistema System 5000 para aquisição automática dos dados.

As propriedades mecânicas dos materiais concreto, aço e graute foram obtidas por meio de ensaios de caracterização. Para os concretos dos blocos, pilares e estacas foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos medindo 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, enquanto para o graute utilizaram-se corpos-de-prova cilíndricos medindo 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Estes ensaios seguiram as recomendações das normas ABNT NBR 5738:2008 [17], ABNT NBR 5739:2007 [18] e ABNT NBR 7222:2011 [19].

As medidas de deformações nas barras das armaduras dos modelos foram obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca Kyowa, com base de medida de 5 mm e fator

de extensômetro igual a 2,10, os quais foram colados nas barras das armaduras dos blocos e pilares. Em todos os blocos foram instrumentadas as barras das armaduras principais do tirante. Esses extensômetros foram posicionados em 3 seções específicas, sendo duas delas posicionadas sobre o centro geométrico das estacas e a outra na região central do bloco.

A armadura dos pilares pré-moldados foi instrumentada em duas barras longitudinais com três extensômetros em cada barra, totalizando seis extensômetros por pilar. O objetivo da utilização desses extensômetros era verificar, por meio das medidas das deformações, se a força proveniente do pilar era transferida para o bloco ao longo do embutimento do pilar, ou se a transferência de força ocorria diretamente pela região inferior do pilar.

As medidas dos deslocamentos nos modelos foram obtidas por meio da utilização de transdutores de deslocamento com curso de 50 mm, posicionados na região inferior do bloco para medir o deslocamento na direção vertical. A Figura 10a) apresenta os transdutores de deslocamentos, enquanto as Figuras 10b) e 10c) apresentam a máquina universal Instron 8506 com o bloco preparado para o ensaio

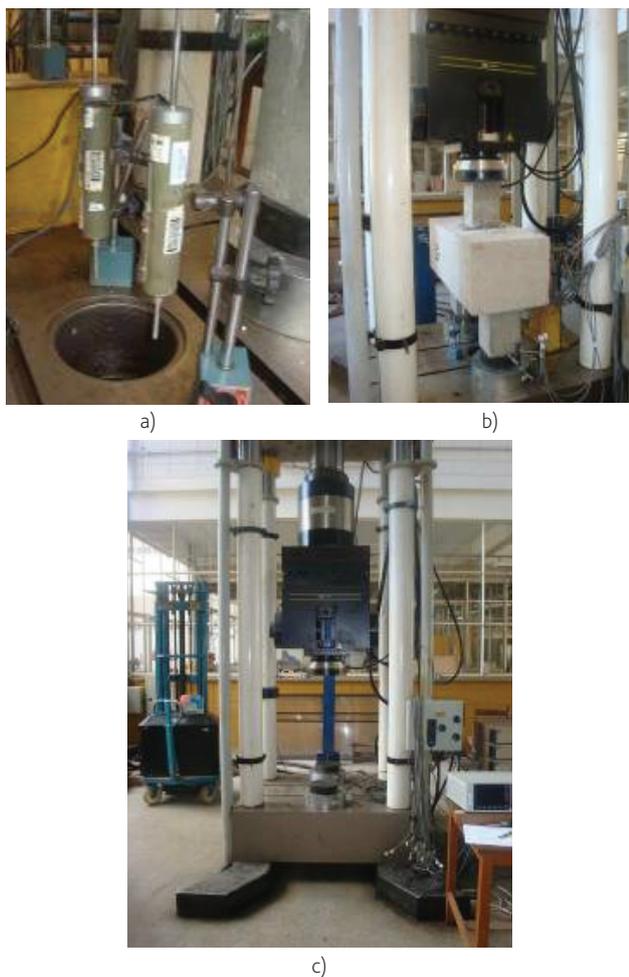


Figura 10 Máquina universal Instron 8506 utilizada nos ensaios

4 Resultados

4.1 Propriedades mecânicas

Apresentam-se os resultados das propriedades dos materiais utilizados na construção dos modelos. Os ensaios foram feitos em corpos-de-prova cilíndricos com dimensões iguais a dez centímetros de diâmetro e vinte centímetros de altura. São apresentados no Quadro 2 os resultados de resistência à compressão média ($f_{c,m}$), resistência à tração por compressão diametral média ($f_{t,m}$), resistência média à tração direta ($f_{ct,m}$) e módulo de deformação tangente inicial experimental médio ($E_{ci,exp,m}$), os quais foram obtidos a partir de 4 corpos-de-prova. O resultado para resistência média de 37,7 MPa para o concreto dos pilares foi muito aquém do esperado, não correspondendo ao traço utilizado. Em virtude desse resultado, o topo dos pilares foi travado por chapas metálicas com o intuito de prover confinamento do concreto, e evitar uma ruína prematura desse elemento, o que prejudicaria o ensaio como um todo.

Quadro 2 Resultados da caracterização dos materiais

Elemento	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{t,m}$ (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$E_{ci,exp,m}$ (GPa)
Pilar	37,7	3,09	2,78	30,05
Estaca	70,5	4,89	4,40	42,9
Graute	64,2	3,56	3,20	41,8
Bloco	33,1	2,47	2,22	25,2

4.2 Série de modelos sem rugosidade

O modelo M1 apresentou comportamento de bloco rígido. Foi registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,65 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. A força máxima registrada para esse modelo foi de 756 kN. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 743 kN, quando houve uma pequena diminuição no seu valor, porém voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 756 kN.

A primeira fissura visível no modelo apresentou abertura da ordem de 0,05 mm, e ocorreu na região inferior da face lateral do bloco, para uma força no pilar igual a 230 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas barras das armaduras do tirante foi de 0,596‰, o que resulta numa tensão igual a 119 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 210 kN, conforme pode ser observado na Figura 11, que apresenta o gráfico força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco. Essa diminuição de rigidez se deve a fissuras internas no bloco de fundação. A Figura 11a) apresenta o gráfico força versus deformação em cada barra, enquanto que a Figura 11b) apresenta a curva força versus deformação média em relação às armaduras posicionadas na seção central do bloco

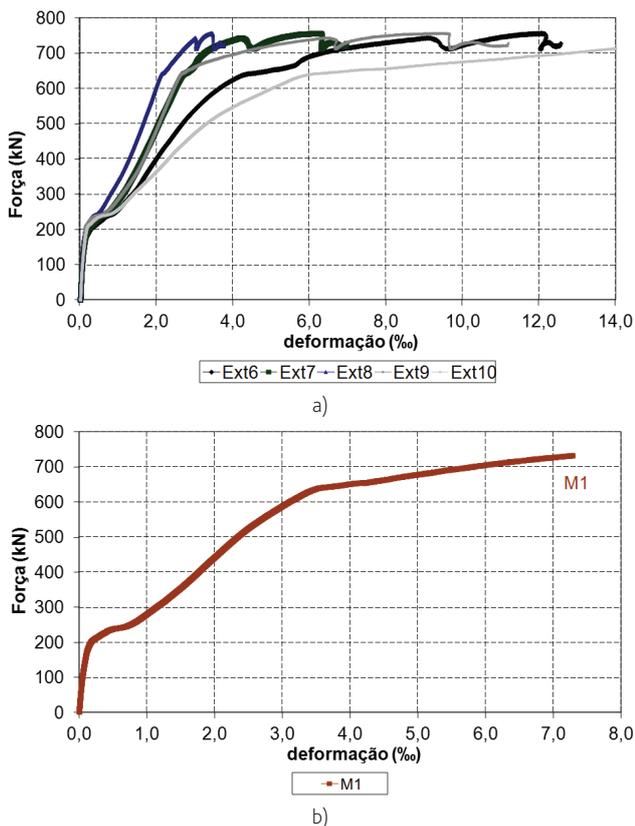


Figura 11 Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M1

O modelo M1 apresentou um deslocamento máximo próximo a 2,3 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. A Figura 12a) apresenta o modelo M1 durante o ensaio, e a Figura 12b) mostra o panorama de fissuração após o ensaio.

O modelo M2 registrou uma excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,17 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. O modelo apresentou resistência crescente até uma força de 460 kN, quando houve diminuição no seu valor até 400 kN. Em seguida, o bloco voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 563 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M2 foi inferior ao valor da força última de 756 kN obtida no bloco de referência do modelo M1, ou seja, com uma redução da ordem de 26% na capacidade portante do bloco.

A primeira fissura visível no modelo M2 surgiu na região central inferior do bloco, apresentando abertura de 0,05 mm para uma força de 210 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,26%, o que resulta numa tensão igual a 53 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força de 190 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 13 apresenta o gráfico força versus deformação média em

relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M2 e M1. Observa-se por meio dessa figura que o bloco com cálice parcialmente embutido apresentou rigidez semelhante, porém apresentou força última menor que a do bloco de referência.

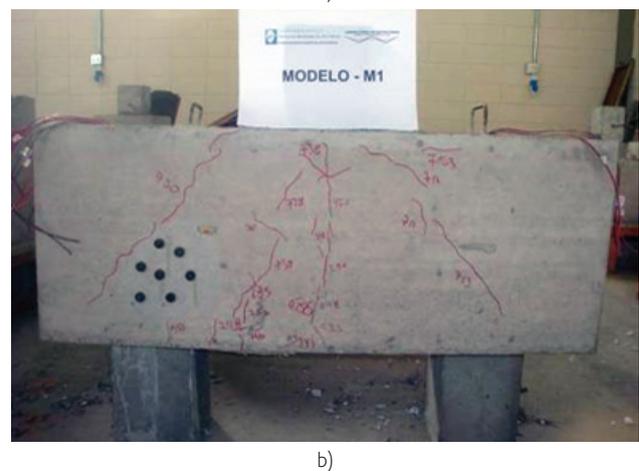


Figura 12 Modelo M1 durante o ensaio e panorama de fissuração após o ensaio

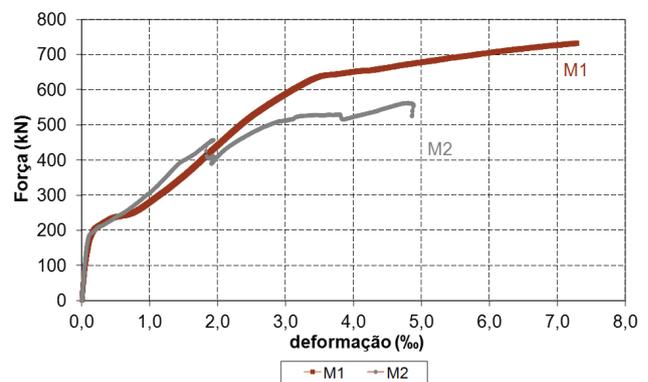


Figura 13 Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M2

O modelo M2 apresentou um deslocamento máximo próximo a 4,0 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Verificaram-se diversos caminhos de fissuras na região central do bloco, sendo que uma dessas fissuras atravessou o bloco passando pela região inferior, e surgindo na face oposta, provocando separação do concreto dos blocos, conforme Figura 14. Observou-se ainda formação de fissuras na face inferior, e não foram encontradas fissuras na região superior do cálice de fundação.

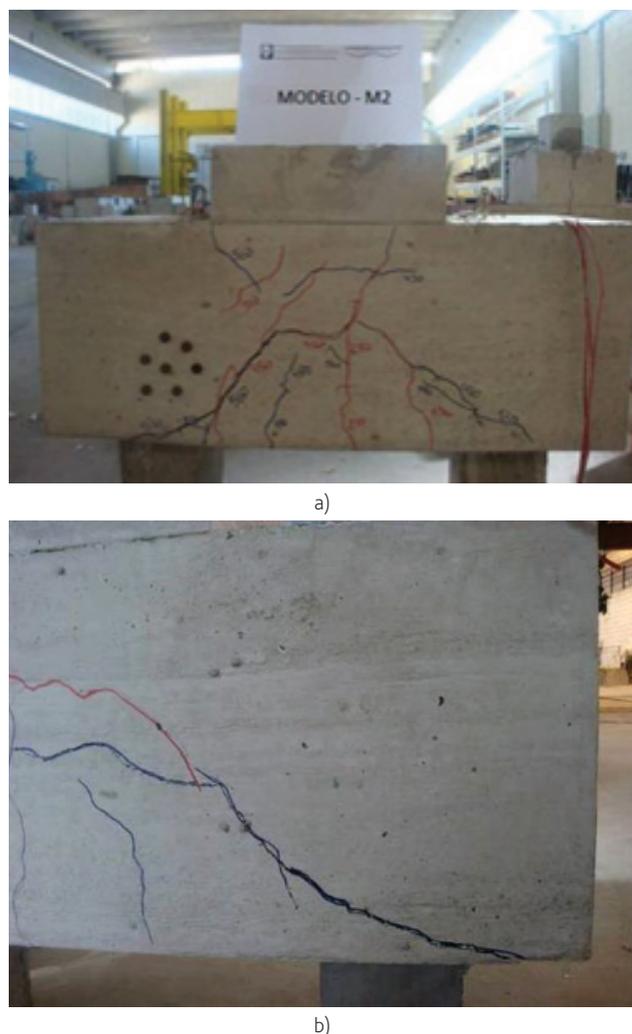


Figura 14 Fissuras na face lateral e inferior do modelo M2

4.3 Série de modelos com rugosidade

O modelo M3 apresentou comportamento de bloco rígido de acordo com o modelo teórico previsto. Inicialmente foi detectada uma excentricidade na força aplicada no pilar, a qual foi diminuindo e se estabilizando à medida que a força no modelo aumentava. Ao final, foi registrada uma pequena excentricidade da ordem de 0,45 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante.

A força máxima registrada para esse modelo foi de 728 kN, força essa superior à força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir a força última, sem apresentar diminuição no seu valor ao longo do ensaio.

A primeira fissura visível no modelo apresentou abertura da ordem de 0,05 mm, e ocorreu na região inferior da face lateral do bloco, para uma força no pilar igual a 208 kN. Nessa etapa a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,34‰, o que resulta numa tensão igual a 69 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima a 200 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco. A Figura 15a) apresenta o gráfico força versus deformação em cada barra, enquanto a Figura 15b) apresenta a curva força versus deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M3 e M1. Verifica-se ainda que o modelo M3 apresentou deformações médias nas armaduras inferiores às deformações obtidas no modelo M1.

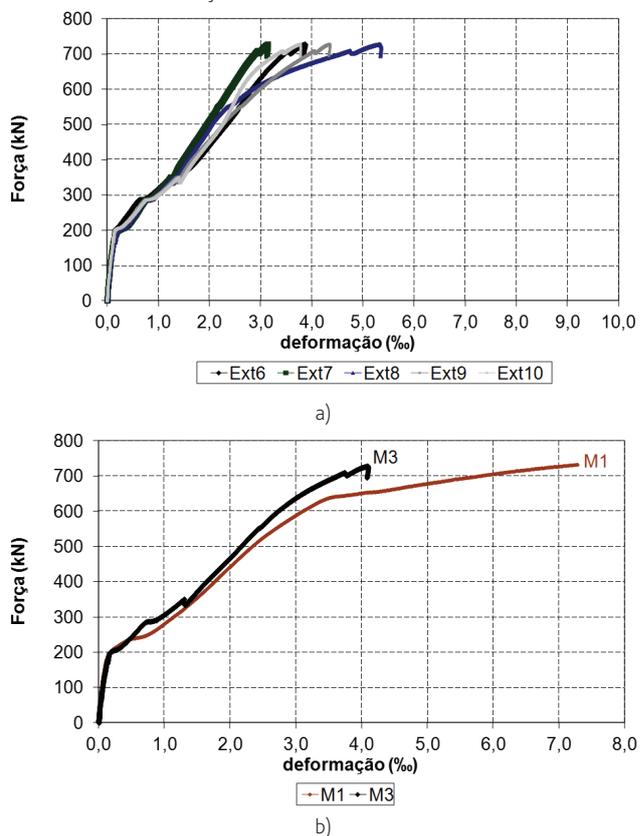


Figura 15 Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M3

O modelo M3 apresentou um deslocamento máximo próximo a 3,1 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Nesse modelo não houve perda de nenhum dos extensômetros elétricos de resistência. As Figuras 16a) e 16b) apresentam o modelo M3 após a realização dos ensaios.



a)



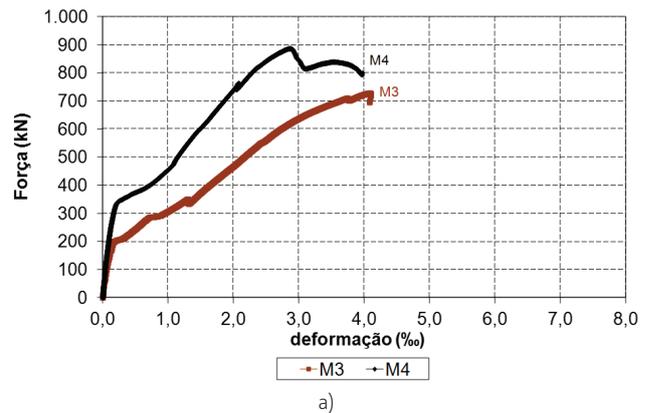
b)

Figura 16 Fissuras na face lateral e inferior do modelo M3

O modelo M4 apresentou comportamento de bloco rígido. Foi registrada uma excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,03 cm, e a ruína do modelo se deu por ruptura do concreto do bloco, com escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. O modelo apresentou resistência crescente ao longo de todo o ensaio, até atingir a ruína para uma força igual a 888 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M4 foi superior ao valor máximo de 728 kN do bloco de referência dessa série.

A primeira fissura visível no modelo M4 surgiu na região inferior central do bloco, para uma força de 310 kN, e apresentou abertura da ordem de 0,05 mm. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras da armadura do tirante foi de 0,92%, o que resulta numa tensão igual a 187 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 340 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

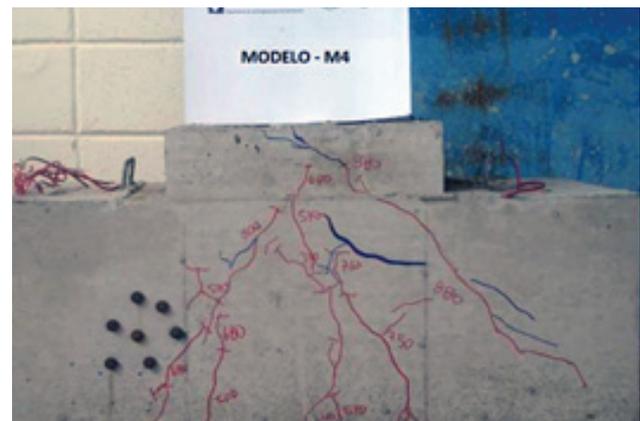
A Figura 17 apresenta o gráfico força *versus* deformação média em relação às armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M4 e M3. Observa-se por meio dessa figura que o bloco com cálice parcialmente embutido se apresentou mais rígido do que o bloco de referência.



a)

Figura 17 Curva força *versus* deformação nas armaduras da região central do modelo M4

O modelo M4 apresentou um deslocamento máximo próximo a 2,0 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Diferente do ocorrido no modelo M2, verificou-se a ocorrência de fissuras na região superior das paredes do colarinho. As Figuras 18a) e 18b) apresentam o modelo M4 após a realização dos ensaios, com o panorama de fissuração.



(a)



(b)

Figura 18 a) Fissuras na face lateral do modelo M4, b) fissuras na parte superior do colarinho do modelo M4

4.4 Transferência de força do pilar

No intuito de verificar o modo de transferência da força aplicada no pilar para o interior do bloco de fundação, foram medidos valores de deformação em duas das quatro barras das armaduras do pilar. Os extensômetros foram posicionados em 3 alturas diferentes, conforme é possível se observar na Figura 19.

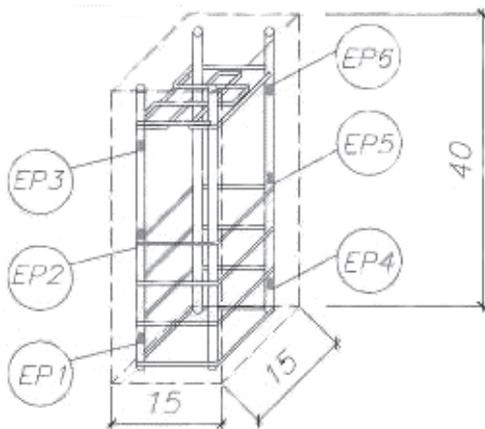


Figura 19 Localização dos extensômetros ao longo das armaduras do pilar

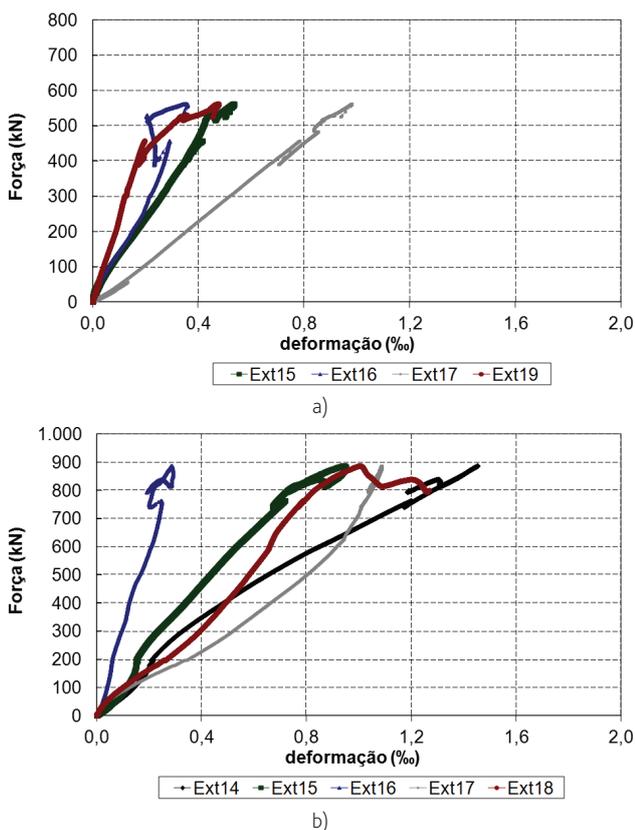


Figura 20 Deformação nas armaduras do pilar

Observou-se de um modo geral que as deformações encontradas nas barras das armaduras dos pilares dos blocos com conformação das paredes do cálice com e sem rugosidade se apresentaram de modo semelhante, porém com intensidades diferentes. Tais deformações nas barras das armaduras dos pilares, por sua vez, tornaram-se menores à medida que o pilar se aproxima do fundo do cálice, indicando que a biela de compressão é formada ao longo da altura do cálice, e não totalmente a partir do topo do cálice

Verifica-se que no modelo com rugosidade a deformação média correspondente à força última foi inferior à deformação média do modelo sem rugosidade, indicando que a formação da biela ocorreu de modo mais eficaz no modelo com rugosidade. Tais resultados podem ser observados nas Figuras 20a) e 20b) para os modelos com e sem rugosidade, respectivamente, que apresentam as curvas força versus deformação nas barras das armaduras dos pilares dos modelos M2 e M4. Observa-se, nos modelos analisados, que a transferência da força do pilar para o cálice com rugosidade ocorre de modo mais efetivo do que nos blocos da série sem rugosidade.

5 Conclusão

Verificou-se por meio dos resultados obtidos nos ensaios que o bloco com cálice parcialmente embutido da série sem rugosidade apresentou valor de força última aproximadamente 26% inferior ao valor obtido no bloco de referência com ligação monolítica. Verificou-se ainda que a rigidez e as deformações nas barras da armadura principal do tirante apresentaram comportamento semelhantes ao ocorrido no bloco de referência dessa série.

Em relação ao bloco com cálice parcialmente embutido da série com rugosidade, verificou-se um aumento na capacidade resistente do bloco da ordem de 22% quando comparada ao bloco de referência dessa série. Ao contrário do bloco da série sem rugosidade, constatou-se maior rigidez e menor deformação nas barras da armadura principal do tirante. Este fato indica que a formação da biela de compressão ao longo do cálice ocorre de modo mais efetivo quando da existência de rugosidade na ligação pilar fundação.

Em relação às deformações medidas nas barras das armaduras dos pilares, verificou-se que, no modelo sem rugosidade, as deformações apresentaram valores maiores do que as verificadas na série com rugosidade, portanto uma parcela da força aplicada no pilar era transferida ao bloco diretamente por meio do fundo do pilar em contato com o bloco. Este fato indica que a transferência da força oriunda do pilar em direção ao bloco ocorre ao longo do comprimento do cálice e de modo diferenciado de acordo com a existência ou não de rugosidade no pilar, ocorrendo de modo mais eficaz na situação em que há rugosidade.

Há de se destacar que uma análise com um número maior de blocos seria o ideal, uma vez que fica difícil inferir conclusões de maneira mais contundente considerando o pequeno número de ensaios realizados. Todavia, há de se considerar as dificuldades e custos envolvidos na realização de experimentos desse porte. Uma alternativa é a realização de simulações com modelos numéricos calibrados com os resultados experimentais aqui apresentados.

Os resultados apresentados alertam quanto a utilização de blocos com cálices sem rugosidade, os quais usualmente são dimensionados

de modo semelhante aos blocos com ligação monolítica. Pode-se inferir ainda que, na situação de bloco com cálice embutido, o comportamento do bloco de fundação poderá ser muito diferente da situação de bloco com ligação monolítica.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), a FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo) pelos auxílios financeiros a pesquisa. Agradecem ainda ao Laboratório de Estruturas da EESC-USP e a Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas pela oportunidade de divulgação do trabalho.

Referências

- [1] Canha, R.M.F. (2004) – *Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado*. Tese (Doutorado). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [2] Campos, G.M. (2010) – *Recomendações para o projeto de cálices de fundações*. Dissertação (Mestrado). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [3] Canha, R.M.F.; Campos, G.M.; El Debs, M.K. (2012) – "Design model and recommendations of column-foundation connection through socket with rough interfaces". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, V.5, n. 2, p. 200-218, Abril, 2012.
- [4] Delalibera, R. G.; Giongo, J. S.; Barros, R. – "Análise Experimental de blocos sobre duas estacas com cálice embutido". *52.º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2010*. Fortaleza-CE. IBRACON, 2010.
- [5] Barros, R.; Giongo, J.S. (2013) – "Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, V.6, n. 5, p.773-764, Abril, 2013.
- [6] Delalibera, R. G.; Mesquita, A. C.; Rocha, A. S.; Silva, W. A. – "The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps". *IBRACON" Structural and Material Journal*, v.9, n.6, p.856-882, December.2016.
- [7] Delalibera, R.G.; Giongo, J. S. – "Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behavior of two pile caps". *IBRACON Structural and Material Journal*, v.2, n.4, p.306-325, December.2009.
- [8] Munhoz, F.S.; Giongo, J.S. (2017) – "Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, V.10, n. 3, p. 760-787, June, 2017.
- [9] Souza, R.A.; Kuchma, D.A.; Park, J.; Bittencourt, T.N. – "Adaptable strut-and-tie model for the design and verification of four pile caps". *ACI Structural Journal*. v. 106, p. 1-9, 2009.
- [10] Buttignol, T.E.T.; Almeida, L.C. – "Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles". *IBRACON Structural and Material Journal*, v. 6, n. 1, p. 158-177, February. 2013.
- [11] Barros, R.; Maciel, D.N.; Braz, D.H.L. (2017) – "Numerical Simulation of Precast Pile Caps Reinforced Concrete". *Applied Mechanics and Materials*, V. 872, n. 5, p. 130-140, Out, 2017.
- [12] Tomaz, M.A.; Delalibera, R.G.; Giongo, J.S.; Gonçalves, V.F. – "Analysis of the nodal stresses in pile caps". *IBRACON Structural and Material Journal*, v. 11, n. 6, p. 1208-1257, December. 2018.
- [13] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 9062:2006 *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- [14] Associação Brasileira De Normas Técnicas – ABNT NBR 6118:2007 – *Projeto de estruturas de concreto- Procedimento*. Rio de Janeiro. 2007, 221 p.
- [15] Blévet, J.; Frémy, R. – "Semelles sur pieux". *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, 1967 v. 20, n. 230, p. 223-295.
- [16] Aitcin, P. C. (2000) – *Concreto de alto desempenho*, 1 ed. P. 667. São Paulo, 2000.
- [17] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 5738:2008 *Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto*. Rio de Janeiro.
- [18] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 5739:2007 *Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- [19] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 7222:2011 *Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

Calibração dos coeficientes parciais de segurança para vigas curtas de concreto armado por meio da análise de confiabilidade

Calibration of partial safety factors for short reinforced concrete beams by reliability analysis

Esdras Pereira de Oliveira
Emil de Souza Sánchez Filho
Oswaldo Luiz de Carvalho Souza

Resumo

O objetivo deste trabalho é calibrar os coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento ao cisalhamento em vigas curtas de concreto armado. Realizou-se o dimensionamento semiprobabilístico das armaduras longitudinais de seis vigas submetidas à uma força cortante solicitante constituída por duas parcelas definidas por meio de percentuais de carga permanente k_g e variável k_q . O dimensionamento semiprobabilístico foi conduzido a partir de coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q . Realizou-se a análise de confiabilidade do sistema em série por meio do método analítico FORM. Posteriormente aplicou-se a interpolação polinomial de Lagrange para gerar superfícies de respostas em termos dos índices de confiabilidade obtidos. Os coeficientes parciais de segurança foram calibrados para minimizar a diferença entre os valores dos índices de confiabilidade do sistema em série, função de γ_g e γ_q , e o índice de confiabilidade de referência $\beta_r = 3,8$. Os coeficientes parciais de segurança obtidos foram $\gamma_g = 1,51$ e $\gamma_q = 1,77$.

Abstract

This work aims to calibrate the partial safety factors by applying the reliability analysis to the short reinforced concrete beams requested by the shear force. The design was carried out according to a semi-probabilistic approach of the longitudinal reinforcement of six beams requested by shear force consisting of two plots defined by means of percentages of dead load k_g and variable k_q . The semi-probabilistic design is carried out from partial safety factors γ_g and γ_q . The reliability analysis of the serial system was carried out by means of the analytical method FORM. Afterwards, the Lagrange polynomial interpolation was applied to generate response surfaces in terms of the reliability indexes obtained. The partial safety factors were calibrated in order to minimize the difference between the values of the serial system reliability indices, function of γ_g and γ_q , and the reference reliability index $\beta_r = 3,8$. The partial safety factors obtained were $\gamma_g = 1,51$ and $\gamma_q = 1,77$.

Palavras-chave: Coeficientes parciais de segurança / Análise de confiabilidade / Força cortante / Vigas curtas

Keywords: Partial safety factors / Reliability analysis / Shear force / Short beams

Esdras Pereira de Oliveira

Doutor em Estruturas, Engenheiro Civil e Professor Assistente
UFF – Universidade Federal Fluminense
Niterói – Brasil
esdraspo@yahoo.com.br

Emil de Souza Sánchez Filho

Doutor em Estruturas, Engenheiro Civil e Professor Titular
UFF – Universidade Federal Fluminense
Niterói – Brasil
emilsanchez@uol.com.br

Osvaldo Luiz de Carvalho Souza

Doutor em Estruturas, Engenheiro Civil e Professor Adjunto
UFF – Universidade Federal Fluminense
Niterói – Brasil
osvaldoluz246@gmail.com

Aviso legal

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

Legal notice

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

OLIVEIRA, E. [et al.] – Calibração dos Coeficientes Parciais de Segurança Para Vigas Curtas de Concreto Armado por meio da Análise de Confiabilidade. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 75-84.

1 Introdução

O objetivo principal do projeto estrutural é buscar que, sob as diversas formas de carregamento, os elementos estruturais apresentem um bom desempenho quanto à sua funcionalidade, segurança e durabilidade. O tratamento dado às incertezas existentes nesse contexto, intensidade e distribuição das ações, propriedades mecânicas dos materiais e outras, traduz-se num maior ou menor atendimento aos objetivos citados.

O método dos estados limites contempla indiretamente as incertezas das variáveis envolvidas no dimensionamento com a adoção de coeficientes parciais de segurança que majoram as ações e minoram a resistência dos materiais. Os valores obtidos com a aplicação dos coeficientes parciais de segurança, valores de cálculo, são tratados como determinísticos no dimensionamento, caracterizando-o como um método semiprobabilístico, Oliveira [1].

A NBR 6118 (2014) [2] adota como filosofia de dimensionamento o método dos estados limites e utiliza, respectivamente, com o propósito de contemplar a aleatoriedade existente na definição dos valores característicos das ações F_k , resistência característica à compressão do concreto f_{ck} e tensão de escoamento do aço f_{yk} , os coeficientes parciais de segurança γ_p , γ_c e γ_s .

O dimensionamento semiprobabilístico das estruturas confere às mesmas uma margem de segurança quantificada por meio de um índice de confiabilidade β . As estruturas devem ter uma margem de segurança caracterizada pelo índice de confiabilidade de referência β_r , com valor intrínseco à mesma e definido por fatores que por vezes extrapolam o âmbito da engenharia civil, Souza [3].

Este artigo avalia os valores dos coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q a serem utilizados no dimensionamento semiprobabilístico de viga curta de concreto armado, tendo como objetivo principal um índice de confiabilidade de referência $\beta_r = 3,8$. Para tanto são avaliadas vigas curtas de vãos 50 cm a 100 cm, variando a cada 10 cm, submetidas a uma carga composta por duas parcelas definidas por meio de percentuais de carga permanente k_g e variável k_q , que assumem os valores 10% à 90%, com incrementos de 10%.

2 Descrição do modelo teórico adotado

Utilizou-se um modelo de bielas e tirantes, com bielas prismáticas representando o fluxo de tensões de compressão, nós tipo CCT (compressão – compressão – tração) no apoio e, nó tipo CCC (compressão – compressão – compressão) abaixo da placa de aplicação da força concentrada. A geometria do modelo de bielas e tirantes está mostrada nas Figuras [1] e [2], FIB 61 [4].

A profundidade da linha neutra x , o braço de alavanca z , o ângulo de inclinação da biela comprimida θ , a altura do nó CCC a_3 , a largura da biela do nó CCC a_4 , a altura do nó CCT u e a largura da biela do nó CCT a_5 , são definidos, respectivamente, por:

$$x = \frac{A_{sl} f_y}{0,8 f_c b} \quad (1)$$

$$z = h - d_{cg} - 0,4x \quad (2)$$

$$\theta = tg^{-1}\left(\frac{z}{a}\right) \quad (3)$$

$$a_5 = 2(h - d_{cg} - z) \quad (4)$$

$$a_4 = 0,5a_2 \sin\theta + a_5 \cos\theta \quad (5)$$

$$u = 2d_{cg} + a_v(n_c - 1) \quad (6)$$

$$a_3 = a_1 \sin\theta + u \cos\theta \quad (7)$$

onde

A_{st} área de aço da armadura longitudinal;

b largura da viga;

f_c resistência à compressão média do concreto;

f_y resistência à tração média do aço da armadura longitudinal;

ϕ diâmetro das barras da armadura longitudinal;

c cobrimento;

d_{cg} posição do centro de gravidade das armaduras a partir do bordo inferior;

a_v espaçamento vertical entre as camadas de armadura;

n_c número de camadas de armadura.

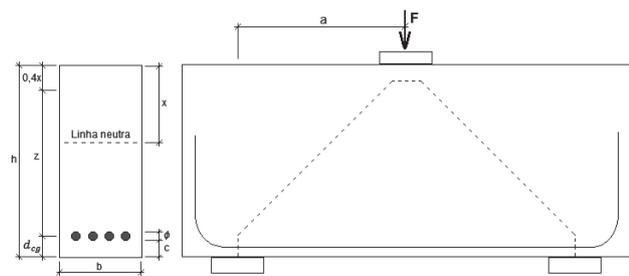


Figura 1 Modelo teórico adotado para vigas curtas

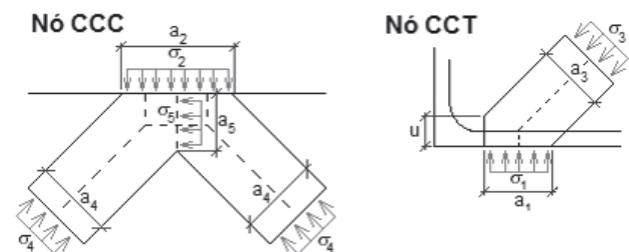


Figura 2 Geometria dos nós e bielas

O braço de alavanca z em geral é definido segundo a experiência do projetista. Neste trabalho z foi definido por meio de equilíbrio do momento em relação à armadura. Na Equação [2] a posição do centro de gravidade das armaduras d_{cg} , é definida respeitando-se critérios da NBR 6118 (2014) [2] quanto aos espaçamentos horizontal e vertical, ou seja, o maior valor entre 2 cm e o diâmetro da armadura longitudinal.

A força na armadura longitudinal T , a força de compressão na biela de concreto F_b atuando ao longo das dimensões a_3 e a_4 , e a força de compressão no banzo superior F_{bh} atuando ao longo da dimensão a_5 , são dadas, respectivamente, por:

$$T = 0,5F \cot\theta \quad (8)$$

$$F_b = \frac{0,5F}{\sin\theta} \quad (9)$$

$$F_{bh} = 0,5F \cot\theta \quad (10)$$

3 Análise de confiabilidade

A análise de confiabilidade estrutural visa a avaliação qualitativa da segurança fundamentada na análise quantitativa da falha da estrutura, segundo o índice de confiabilidade β e a probabilidade de falha P_f . O acréscimo de β implica no decréscimo de P_f , esse fato possibilita definir a confiabilidade estrutural como o complemento da probabilidade de falha.

$$C = 1 - P_f \quad (11)$$

A probabilidade de falha é definida a partir de um valor mínimo do índice de confiabilidade de referência β_r , que está vinculado a fatores que ultrapassam o âmbito de atuação do engenheiro, tais como: fatores sociais, econômicos, políticos e outros.

O problema básico de confiabilidade estrutural é definido por duas variáveis independentes que representam uma resistência R e uma solicitação S . Esse problema é resolvido com a definição da margem de segurança representada por uma variável g , assim:

$$g = R - S \quad (12)$$

A violação do estado limite último é representada por valores negativos de g , caracterizada pela resistência R inferior a uma solicitação S , sendo, portanto, a probabilidade de falha P_f obtida por:

$$P_f = p(g \leq 0) \quad (13)$$

Para uma situação particular em que R e S são variáveis aleatórias normais estatisticamente independentes, com médias μ_R e μ_S , e variâncias σ_R^2 e σ_S^2 , a margem de segurança é representada por uma variável aleatória normal g , com média μ_g e variância σ_g^2 obtidas, respectivamente, por:

$$\mu_g = \mu_R - \mu_S \quad (14)$$

$$\sigma_g^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (15)$$

A Figura [3] apresenta a função densidade de probabilidade da margem de segurança, onde se encontram representados a probabilidade de falha P_f e o índice de confiabilidade β para esse problema. A partir da Figura [3] verifica-se que:

$$g = \mu_g - \beta\sigma_g = 0 \quad (16)$$

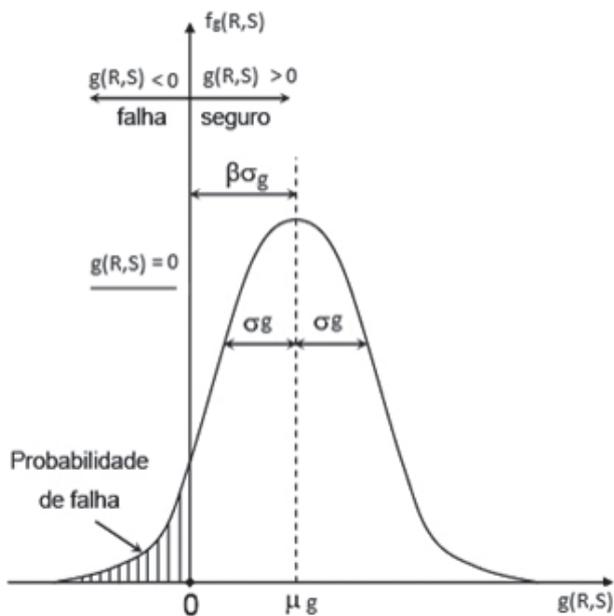


Figura 3 Função densidade de probabilidade da margem de segurança

Considerando-se que a falha se dá a partir de $g = 0$, o índice de confiabilidade β do problema básico é obtido.

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (17)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (18)$$

Ressalta-se que a probabilidade de falha pode ser também obtida a partir da integral da função densidade de probabilidade da margem de segurança, área hachurada na Figura [3].

A Figura [4] ilustra o problema básico de confiabilidade no espaço das variáveis normais reduzidas não-correlacionadas, representado a partir de uma função de falha linear. O ponto sobre a função de falha $g(r,s) = 0$ mais próximo à origem no espaço reduzido é definido como ponto de projeto y^* . A distância de y^* a essa origem é o valor do índice de confiabilidade β do modo de falha considerado.

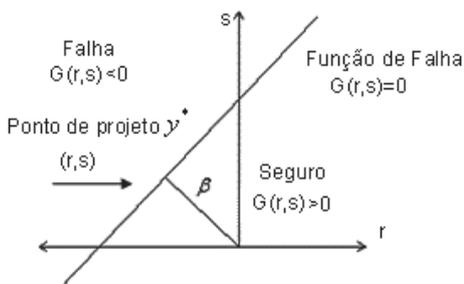


Figura 4 Problema básico de confiabilidade no espaço reduzido $g(r,s)$

A segurança estrutural a partir da definição do índice de confiabilidade β , que é associado à probabilidade de falha é dada por:

$$P_f = P(h = R - S \leq 0) \Phi(-\beta) \quad (19)$$

O problema geral da análise de confiabilidade parte da definição de uma função de falha $G(X)$, onde X representa o vetor das variáveis aleatórias que podem ter diferentes funções densidade de probabilidade, serem correlacionadas ou não e apresenta funções de falha não lineares, o que torna a obtenção do índice de confiabilidade complexa.

A falha se dá quando se tem a função de falha $G(X) \leq 0$, sendo a probabilidade de falha associada à $G(X) \leq 0$ dada por:

$$P_f = P(G(X) \leq 0) = \int_{X_{inicial}}^{X_{final}} f(X) dx \quad (20)$$

onde $f(X)$ é a função densidade de probabilidade multivariável, e o intervalo $[x_{inicial}, x_{final}]$ corresponde ao domínio multivariável.

O cálculo do índice de confiabilidade do problema geral pode ser obtido com a solução do problema de otimização que fornece o ponto de projeto y^* e o valor de β , então:

$$\begin{aligned} \text{Min } \beta &= \|y^*\| \\ \text{s.t. } G(y^*) &= 0 \end{aligned} \quad (21)$$

O algoritmo mais utilizado para resolver esse problema de otimização é o HLRF, desenvolvido por Hasofer e Lind [5] e Rackwitz e Fiessler [6]. Esse algoritmo possibilita o cálculo do índice de confiabilidade β a partir da transformação das variáveis aleatórias X (espaço original), podendo essas ter distribuições quaisquer e serem dependentes entre si ou não, em variáveis normais equivalentes reduzidas não correlacionadas y (espaço reduzido), e vice-versa, em cada iteração. Uma vez obtidos β , y^* e seu valor correspondente no espaço original x^* , a probabilidade de falha P_f é calculada com o uso da Equação [19], o que representa uma aproximação, uma vez que esse valor corresponde à probabilidade de uma função de falha linear que passa por y^* e é tangente à função de falha original nesse ponto (Haldar e Mahadevan [7]). A Figura [5] ilustra o índice de confiabilidade com a linearização da função de falha no ponto de projeto y^* .



Figura 5 Índice de confiabilidade com a linearização da função de falha

Este trabalho utiliza o método analítico FORM (*first order reliability method*), cuja ideia original baseia-se no significado geométrico no espaço reduzido do índice de confiabilidade β do problema básico, com variáveis normais independentes, Figura [5].

O interesse da engenharia estrutural recai sobre o estudo de sistemas em série, onde devem ser respeitadas as diversas funções de falha para o estado limite último e de serviço. A probabilidade de falha P_i e o índice de confiabilidade β_i são comumente calculados pelo método FORM ou SORM para cada modo de falha. Depois se calcula a probabilidade do sistema falhar como um todo considerando-se a contribuição de todos os modos de falha. A Figura [6] apresenta dois sistemas em série considerando-se duas funções de falha linearizadas no ponto de projeto. A área hachurada corresponde ao domínio de falha.

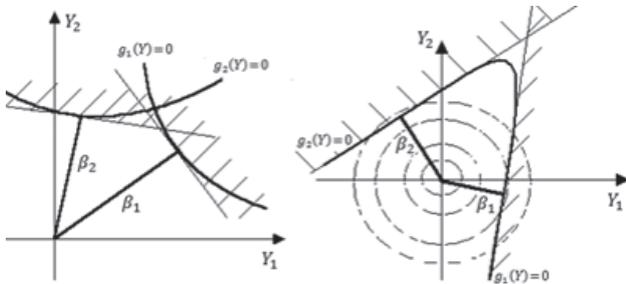


Figura 6 Exemplos de sistema em série composto por duas funções de falha

A probabilidade de falha de um sistema em série é expressa por:

$$P_f = P[(G_1(Y) \leq 0) \cup (G_2(Y) \leq 0) \cup \dots \cup (G_n(Y) \leq 0)] \quad (22)$$

Expandindo-se a Equação [22] tem-se:

$$P_f = \sum_{i=1}^n P_i - \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n P_{ij} + \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n \sum_{k=j+1}^n P_{ijk} + \dots \quad (23)$$

Os significados de P_i , P_{ij} e P_{ijk} são definidos, respectivamente, por:

$$\begin{aligned} P_i &= P[G_i(Y) \leq 0] \\ P_{ij} &= P\{P[G_i(Y) \leq 0] \cap P[G_j(Y) \leq 0]\} \\ P_{ijk} &= P\{P[G_i(Y) \leq 0] \cap P[G_j(Y) \leq 0] \cap P[G_k(Y) \leq 0]\} \end{aligned} \quad (24)$$

Como as probabilidades de falha dos eventos individuais são baixas, as probabilidades de falha das interseções dos eventos três a três são tão pequenas que podem ser desprezadas. Na prática a probabilidade de falha é calculada tomando-se somente as interseções dos eventos dois a dois, resultando em:

$$P_f = \sum_{i=1}^n P_i - \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n P_{ij} \quad (25)$$

Segundo o método FORM, todas as variáveis aleatórias são transformadas em normais padrão estatisticamente independentes. A probabilidade de falha P_i de cada modo de falha é dada pela função cumulativa normal padrão $\Phi(-\beta_i)$. A probabilidade de falha dois a dois P_{ij} dos modos de falha é dada pela função cumulativa bidimensional normal padrão:

$$P_{ij} = \Phi(-\beta_i, -\beta_j, \rho_{ij}) \quad (26)$$

A função cumulativa bidimensional normal padrão é dada por:

$$\Phi(-\beta_i, -\beta_j, \rho_{ij}) = \Phi(-\beta_i)\Phi(-\beta_j) + \int_0^{\rho_{ij}} \phi(-\beta_i, -\beta_j, z) dz \quad (27)$$

A função de densidade de probabilidade bidimensional normal padrão $\phi(x, y, z)$ é dada por:

$$\phi(x, y, z) = \frac{1}{2\pi\sqrt{1-z^2}} e^{-\frac{1}{2} \frac{x^2 + y^2 - 2zxy}{1-z^2}} \quad (28)$$

Na Equação [26] o parâmetro ρ_{ij} é o coeficiente de correlação entre duas funções de falha i e j , sendo calculado em função da componente do vetor unitário normal α à superfície de falha de cada função de falha, calculado em cada ponto de projeto. ρ_{ij} e α ficam definidos, respectivamente, pelas equações:

$$\rho_{ij} = \cos \theta_{ij} = \alpha_i \alpha_j^T \quad (29)$$

$$\alpha_i = \frac{\nabla_y G(y)_i}{|\nabla_y G(y)_i|} \quad (30)$$

onde θ_{ij} é o ângulo entre os vetores unitários normais aos planos tangentes às funções de falha i e j , respectivamente.

4 Descrição da análise

4.1 Dimensionamento semiprobabilístico

Neste trabalho é realizado o dimensionamento, segundo um enfoque semiprobabilístico, das armaduras longitudinais de seis vigas curtas, tomando-se, nas Figuras [1] e [2], a dimensão a igual a 25 cm, 30 cm, 35 cm, 40 cm, 45 cm e 50 cm, a largura da viga $b = 20$ cm, a altura $h = 50$ cm, o cobrimento $c = 2$ cm, a largura do apoio $a_1 = 10$ cm e a largura da placa de aplicação da carga $a_2 = 10$ cm. Utilizou-se o modelo teórico descrito no item 2.

Considerou-se no dimensionamento um valor médio da força característica solicitante $F_k = 100$ kN, constante e constituída por uma parcela permanente F_g e uma parcela variável F_q . Os valores de F_g e F_q utilizados na análise foram obtidos segundo uma razão de carga variável k_q , cujos valores adotados foram 10% à 90%, com incrementos de 10%.

Para o dimensionamento semiprobabilístico os valores característicos das parcelas F_g e F_q , constituintes da força F_k , foram majorados pelos coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q , aos quais foram atribuídos os valores 1,1 à 1,9, variando a cada 0,1. Os valores da resistência característica do concreto e da tensão característica de escoamento do aço foram minoradas, respectivamente, pelos coeficientes parciais de segurança $\gamma_c = 1,40$ e $\gamma_s = 1,15$.

Com essas considerações foram realizados 4374 dimensionamentos semiprobabilístico, (seis dimensões a para nove razões de carga k_q para nove valores de γ_g para nove valores de γ_q) permutados dois a dois.

4.2 Análise de confiabilidade

Após o dimensionamento semiprobabilístico para a obtenção das armaduras longitudinais utilizou-se o método analítico FORM para

Tabela 1 Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias

Variáveis aleatórias	Valor característico	Valor médio	Desvio padrão	Coefficiente de variação	Função densidade de probabilidade
Resistência à compressão do concreto (MPa)	30	36,6	4,0	0,11	Lognormal NBR 6118 [2]
Tensão de escoamento – armadura longitudinal (MPa)	500	560	30	0,0536	Lognormal JCSS [8]
Solicitação permanente	var	var	–	0,1	Normal JCSS [8]
Solicitação Variável	var	var	–	0,25	Gumbel JCSS [8]
Fator de modelagem – solicitação	1,0	1,0	0,1	0,1	Lognormal JCSS [8]
Fator de modelagem – resistência	1,4	1,4	0,35	0,25	Lognormal JCSS [8]
Desvio da largura da viga em relação ao seu valor nominal (cm)	–	0,003 b	0,4 + 0,006b	–	Normal JCSS [8]
Desvio da altura da viga em relação ao seu valor nominal (cm)	–	0,003 h	0,4 + 0,006h	–	Normal JCSS [8]
Desvio do cobrimento em relação ao seu valor nominal (cm)	–	– 0,5	0,75	–	Normal JCSS [8]
Área de aço da armadura	–	1	0,02	–	Normal JCSS [8]

a realização da análise de confiabilidade; o sistema foi considerado em série, sete funções de falha, onde a falha de uma resulta na falha do sistema. A análise possibilitou a obtenção da confiabilidade do sistema em série β_{sist} para cada um dos 4374 dimensionamentos semiprobabilísticos.

Nas análises realizadas foram consideradas como variáveis aleatórias a resistência à compressão do concreto f_c , a tensão de escoamento das armaduras longitudinais f_y , as solicitações permanente e variável por meio dos fatores k_g e k_q , respectivamente, o fator de modelagem aplicado à solicitação ϕ_s , o fator de modelagem aplicado à resistência ϕ_R , a largura da viga b , a altura da viga h , o cobrimento c e a área de aço da armadura longitudinal A_{st} . A Tabela [1] resume as propriedades estatísticas das variáveis aleatórias consideradas nas análises.

Os valores da média e do desvio padrão das variáveis b , h e c , Tabela [1], correspondem ao desvio da dimensão em relação ao seu valor nominal; logo tais variáveis quando consideradas nas equações são compostas de uma parcela fixa somada à parcela variável, cujas propriedades estatísticas foram apresentadas na Tabela [1]. De acordo com o JCSS [8] as variáveis b e h têm coeficiente de correlação de 0,12, a tensão de escoamento do aço da armadura f_y e a área de aço da armadura A_{st} têm coeficiente de correlação de 0,5. Todas as propriedades estatísticas das variáveis aleatórias foram consideradas de acordo com as recomendações do JCSS [8], com exceção da

resistência à compressão do concreto que foi considerada de acordo com a NBR 6118 (2014) [2].

Após o cálculo das armaduras de aço, segundo o método de dimensionamento semiprobabilístico, selecionou-se os pares de bitola – quantidade de barra que retornassem a área mais próxima à área necessária. As bitolas comerciais 5 mm, 6,3 mm, 8 mm, 10 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm, 22 mm 25 mm, 32 mm e 40 mm foram as utilizadas.

No modelo teórico adotado foram definidas as funções de falha que determinam o limite de violação de um estado limite quando a solicitação S se iguala a R , sendo dadas por:

- relativa ao escoamento da armadura longitudinal

$$G_1 = \phi_R A_{st} f_y - \phi_s 0,5 F (k_g + k_q) \cot \theta \quad (31)$$

- relativa a perda de aderência da ancoragem (escorregamento das armaduras longitudinais)

$$G_2 = \phi_R \eta_1 \eta_2 \eta_3 0,3 f_c^{2/3} n \pi \phi \frac{lb}{\alpha b} - \phi_s 0,5 F (k_g + k_q) \cot \theta \quad (32)$$

- relativa à ruptura da biela de concreto no nó CCC

$$G_3 = \phi_R 1,2 f_c 0,85 b a_4 - \phi_s 0,5 F (k_g + k_q) \frac{1}{\sin \theta} \quad (33)$$

- relativa à ruptura do banço comprimido de concreto no nó CCC

$$G_4 = \phi_R 1,2 f_c 0,85 b a_5 - \phi_S 0,5 F (k_g + k_q) \cot \theta \quad (34)$$

- relativa à ruptura do concreto abaixo da placa de aplicação de carga no nó CCC:

$$G_5 = \phi_R 1,2 f_c 0,85 b a_2 - \phi_S F (k_g + k_q) \quad (35)$$

- relativa à ruptura da biela de concreto no nó CCT

$$G_6 = \phi_R 0,85^2 f_c b a_3 - \phi_S 0,5 F (k_g + k_q) \frac{1}{\sin \theta} \quad (36)$$

- relativa à ruptura do concreto acima do apoio no nó CCT

$$G_7 = \phi_R 0,85^2 f_c b a_1 - \phi_S 0,5 F (k_g + k_q) \quad (37)$$

onde

$\eta_1 = 1$ (coeficiente relacionado à ancoragem função do tipo de barra);

$\eta_3 = 1$ (coeficiente relacionado à ancoragem função do diâmetro da barra);

$\eta_2 = 2,25$ (coeficiente relacionado à ancoragem função da posição da barra);

$\alpha_b = 0,7$ (coeficiente que considera o efeito favorável do gancho à 90°);

$l_b = 22$ cm (comprimento de ancoragem reta).

No que diz respeito à resistência do concreto para as regiões nodais utilizou-se a recomendação do FIB 61 [4], no nó CCC e CCT, respectivamente, iguais a $1,2 f_c 0,85$ e $0,85^2 f_c$.

Ressalta-se que as variáveis a_3 , a_4 , a_5 e θ , apresentadas nas Equações [1] à [7], também são variáveis aleatórias, pois são funções das variáveis aleatórias apresentadas na Tabela [1].

4.3 Superfícies de resposta

Aos resultados do índice de confiabilidade do sistema aplicou-se o método de Newton-Cotes utilizando-se a interpolação polinomial de Lagrange para gerar superfícies de resposta em termos de índice de confiabilidade do sistema em série. As funções aproximadoras utilizando-se a interpolação polinomial de Lagrange para o caso bidimensional são dadas por:

$$\phi \beta_{sist_{k_q}}(\gamma_g, \gamma_q) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m L_i(\gamma_g) L_j(\gamma_q) \beta_{sist_{k_q}}(\gamma_{g_i}, \gamma_{q_j}) \quad (38)$$

$$L_i(\gamma_g) = \frac{(\gamma_g - \gamma_{g_1})(\gamma_g - \gamma_{g_2}) \cdots (\gamma_g - \gamma_{g_{i-1}}) \cdots (\gamma_g - \gamma_{g_{i+1}}) \cdots (\gamma_g - \gamma_{g_n})}{(\gamma_{g_i} - \gamma_{g_1})(\gamma_{g_i} - \gamma_{g_2}) \cdots (\gamma_{g_i} - \gamma_{g_{i-1}}) \cdots (\gamma_{g_i} - \gamma_{g_{i+1}}) \cdots (\gamma_{g_i} - \gamma_{g_n})} \quad (39)$$

$$L_j(\gamma_q) = \frac{(\gamma_q - \gamma_{q_1})(\gamma_q - \gamma_{q_2}) \cdots (\gamma_q - \gamma_{q_{j-1}}) \cdots (\gamma_q - \gamma_{q_{j+1}}) \cdots (\gamma_q - \gamma_{q_n})}{(\gamma_{q_j} - \gamma_{q_1})(\gamma_{q_j} - \gamma_{q_2}) \cdots (\gamma_{q_j} - \gamma_{q_{j-1}}) \cdots (\gamma_{q_j} - \gamma_{q_{j+1}}) \cdots (\gamma_{q_j} - \gamma_{q_n})} \quad (40)$$

onde

$\phi \beta_{sist_{k_q}}(\gamma_g, \gamma_q)$ superfície de resposta em termo de índice de confiabilidade do sistema relacionada aos coeficientes

parciais de segurança γ_g e γ_q , referente a uma determinada razão de carga variável k_q ;

$L_i(\gamma_g)$ polinômio de Lagrange definido em função dos coeficientes parciais de segurança aplicados às ações permanentes γ_g , sendo nesse exemplo $i = 1 \dots 9$;

$L_j(\gamma_q)$ polinômio de Lagrange definido a partir dos coeficientes parciais de segurança aplicados às ações variáveis γ_q , sendo nesse exemplo $j = 1 \dots 9$;

$\beta_{sist_{k_q}}(\gamma_g, \gamma_q)$ índice de confiabilidade do sistema obtido a partir dos coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q , referente a uma determinada razão de carga variável k_q .

Nas Equações [39] e [40] γ_{g_1} à γ_{g_n} e γ_{q_1} à γ_{q_n} assumem os valores definidos no item 4.1. As superfícies de resposta possibilitam a obtenção dos índices de confiabilidade para valores de γ_g e γ_q diferentes dos definidos no item 4.1.

4.4 Calibração dos coeficientes parciais de segurança

Para a calibração dos coeficientes parciais de segurança aplicados às solicitações fez-se necessária a definição das frequências relativas de carregamento w_{k_q} , referente à todos os percentuais de carga variável k_q . Segundo Souza [3] e Pantoja [9] os percentuais de carga variável mais frequentes são 40%, 50% e 60%. Assim no estudo realizado as frequências relativas de carregamento w_{k_q} , referentes a todos os percentuais de carga variável, foram representadas por uma função de densidade de probabilidade normal com média $\mu = 0,5$ e desvio padrão $\sigma = 0,12$, conforme adotado por Souza [3] e Pantoja [9]. A Figura [7] apresenta a função de densidade de probabilidade da frequência do carregamento variável, e a Tabela [2] apresenta a frequência relativa do carregamento variável.

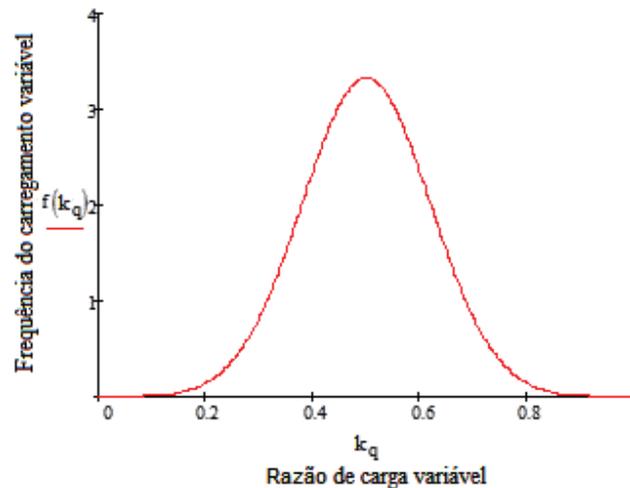


Figura 7 Função de densidade de probabilidade da frequência de carregamento variável

Tabela 2 Frequência relativa do carregamento variável

k_q	w_{k_q}	k_q	w_{k_q}	k_q	w_{k_q}
0,1	0,001285	0,4	0,235	0,7	0,083
0,2	0,015	0,5	0,332	0,8	0,015
0,3	0,083	0,6	0,235	0,9	0,001285

A calibração dos coeficientes parciais de segurança aplicados às solicitações é definida a partir de um problema de otimização. Esses coeficientes são calibrados de tal forma que os índices de confiabilidade do sistema em série se apresentem o mais próximo possível do índice de confiabilidade de referência $\beta_r = 3,8$. O problema de otimização é expresso por:

$$\min W(\gamma_g, \gamma_q) = \sum_{i=1}^9 W_{k_{q_i}} \left(\phi \beta_{\text{sis}_{k_{q_i}}} (\gamma_{g_j}, \gamma_{q_k}) - \beta_r \right)^2 \quad (41)$$

onde

$W(\gamma_g, \gamma_q)$ superfície de erro obtida em função dos fatores parciais de segurança;

$w_{k_{q_i}}$ fator de frequência do carregamento variável, conforme a Tabela [2].

O valor mínimo da Equação [41] foi obtido testando-se valores para os coeficientes parciais de segurança aplicados às solicitações. Os valores testados foram considerados pertencentes aos intervalos $1,1 \leq \gamma_g \leq 1,9$ e $1,1 \leq \gamma_q \leq 1,9$, variando-se cada valor de 0,01.

A aplicação da Equação [41] possibilita encontrar o par (γ_g, γ_q) que minimiza o erro para cada uma das dimensões a . Com o objetivo de se encontrar o par (γ_g, γ_q) que minimizasse o erro para qualquer das dimensões a estudadas, criou-se a Equação [42], considerando que todas as dimensões a possuem a mesma probabilidade de ocorrência (1/6). Cada p diz respeito a uma das dimensões a estudadas.

$$\min W(\gamma_g, \gamma_q) = \sum_{p=1}^6 \left[\frac{1}{6} \sum_{i=1}^9 W_{k_{q_i}} \left(\phi \beta_{\text{sis}_{k_{q_i}}} (\gamma_{g_j}, \gamma_{q_k}) - \beta_r \right)^2 \right]_p \quad (42)$$

4.5 Análise de sensibilidade

Após os cálculos dos coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q que minimizaram o erro, dado pela Equação [42], realizou-se a análise de sensibilidade, objetivando avaliar o fator de importância I_k das variáveis aleatórias k envolvidas. Para tanto foi realizado o dimensionamento semiprobabilístico, considerando-se os coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q encontrados para todos os percentuais de carga variável e vãos considerados.

Para tal, fez-se necessário, por meio da Equação [30], obter-se o vetor unitário normal α_k perpendicular à cada superfície de falha. Uma nova análise de confiabilidade para todos os casos até então abordados foi conduzida. O fator de importância I_k de cada variável aleatória k envolvida na análise de confiabilidade indica a importância relativa de cada variável no valor final da probabilidade de falha, sendo dado por

$$I_k = \alpha_k^2 \quad (43)$$

Para se obter o grau de importância $I_{k,r}$ que expressasse de forma geral a importância de cada variável aleatória considerando-se o sistema de falha e ainda todos os seis vãos e nove percentuais de carga variável k_{q_i} , tem-se

$$I_{k,r} = \left[\frac{1}{6} \sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^9 W_{k_{q_i}} \cdot J^* I_{i,j,k} \right] / \left[\sum_{k=1}^{10} \frac{1}{6} \sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^9 W_{k_{q_i}} \cdot J^* I_{i,j,k} \right] \quad (44)$$

5 Resultados

Em todos os casos estudados o sistema de falha foi governado pela função de falha G_1 , associada ao escoamento da armadura longitudinal.

Foram obtidas 54 superfícies de resposta, considerando-se as seis dimensões a para nove razões de carga variável k_q . Em todos os casos estudados as superfícies de resposta apresentam variações moderadas no índice de confiabilidade. Essa constatação deve-se ao fato da transformação da área de aço calculada em bitolas comerciais. Tal transformação muitas vezes ocasionou em uma mudança no número de camadas de armaduras e na posição do centro de gravidade das mesmas, alterando a geometria do modelo teórico. As superfícies de resposta mostraram que quanto maiores são os valores dos coeficientes parciais de segurança maiores são os índices de confiabilidade do sistema obtido.

Os resultados para o mínimo da Equação [41], assim como os valores dos coeficientes parciais de segurança aplicados às solicitações que conduziram a esse valor mínimo, para cada dimensão a , estão apresentados na Tabela [3]. Também na Tabela [3] são apresentadas a variação percentual dos valores encontrados em relação aos valores normativos: NBR 6118 (2014) [2] ($\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,4$) ACI 318 (2014) [10] ($\gamma_g = 1,2$ e $\gamma_q = 1,6$) e EUROCODE 2 (1992) [11] ($\gamma_g = 1,35$ e $\gamma_q = 1,5$).

Tabela 3 Coeficientes parciais de segurança calibrados, erro mínimo e variação percentual em relação aos valores normativos

a (cm)	min $W(\gamma_g, \gamma_q)$	γ_g	γ_q	NBR 6118 (2014)		ACI 318 (2014)		EUROCODE 2 (1992)	
				$\Delta\gamma_g$ (%)	$\Delta\gamma_q$ (%)	$\Delta\gamma_g$ (%)	$\Delta\gamma_q$ (%)	$\Delta\gamma_g$ (%)	$\Delta\gamma_q$ (%)
25	0,005972	1,54	1,71	10,0%	22,1%	28,3%	6,9%	14,1%	14,0%
30	0,001335	1,53	1,78	9,3%	27,1%	27,5%	11,3%	13,3%	18,7%
35	0,003853	1,55	1,71	10,7%	22,1%	29,2%	6,9%	14,8%	14,0%
40	0,004969	1,75	1,64	25,0%	17,1%	45,8%	2,5%	29,6%	9,3%
45	0,002213	1,46	1,9	4,3%	35,7%	21,7%	18,8%	8,1%	26,7%
50	0,003237	1,46	1,9	4,3%	35,7%	21,7%	18,8%	8,1%	26,7%

Ressalta-se que a existência de não conformidade nos valores obtidos para os referidos coeficientes parciais de segurança inerentes a $a = 40$ cm é justificada pelo fato da transformação da área de aço calculada em bitolas comerciais.

Aplicando-se a Equação [42] obteve-se o par de coeficientes parciais de segurança ($\gamma_g = 1,51$, $\gamma_q = 1,77$) que minimizou o erro para qualquer

das dimensões a estudadas. A Figura [8] apresenta a superfície de erro obtida aplicando-se a Equação [42].

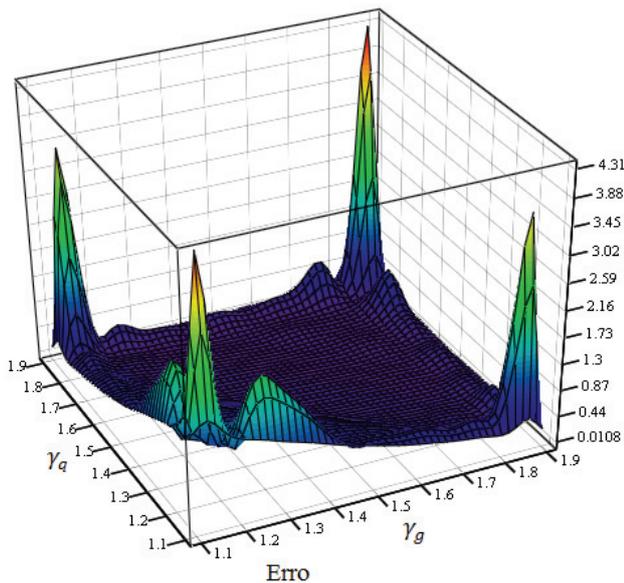


Figura 8 Superfície de erro

Após a obtenção dos coeficientes parciais de segurança calibrados ($\gamma_g = 1,51$, $\gamma_q = 1,77$), realizou-se a análise de sensibilidade mediante o procedimento descrito no item 4.5. Aplicando-se a Equação [44] obteve-se os fatores de importância para cada uma das variáveis aleatórias envolvidas, Figura [9].

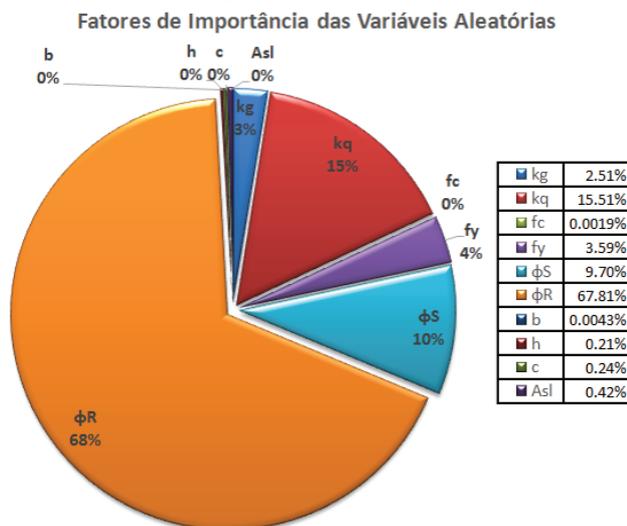


Figura 9 Fatores de importância das variáveis aleatórias

Verifica-se que o fator de modelagem aplicado às resistências apresentou maior fator de importância 68%, seguido da solicitação variável 15% e do fator de modelagem aplicado às solicitações 10%, respectivamente. Os demais fatores não se mostraram relevantes para o condicionamento da falha.

Salienta-se que neste trabalho o método FORM foi utilizado ao invés de métodos mais adequados às funções de falha que apresentam grande não linearidade, como o método SORM ou Monte Carlo. Essa decisão foi tomada devido ao alto custo computacional necessário à execução de tais métodos. Os autores estudaram a possibilidade da não consideração de algumas funções de falha, que apresentaram β muito maiores que o β que governou o sistema de falha, de modo a reduzir o custo computacional e assim ser possível aplicar o método SORM. Entretanto, as funções de falha que apresentaram β elevados não se comportaram assim em todos os 4374 casos considerados, sendo necessária a análise dos β envolvidos em cada um dos casos. Assim a aplicação do método SORM foi descartada.

6 Conclusões

O estudo de sensibilidade mostra expressiva importância do fator de modelagem de resistência ϕ_R e da carga variável k_q , dado ao fato do valor adotado para os seus coeficientes de variação. Destaca-se que, em consequência da relevância atribuída à carga variável k_q , a introdução de maiores coeficientes parciais de segurança k_q asseguram ao sistema maiores valores do índice de confiabilidade, assim como, o acréscimo da mesma conduz a uma diminuição generalizada da segurança do sistema.

A Tabela [3] ilustra os coeficientes parciais de segurança a serem aplicados às solicitações permanentes e variáveis, calibrados segundo as dimensões de a e razões de carga variável k_q , com o propósito de atender a uma maior convergência em relação ao índice de confiabilidade de referência $\beta_r = 3,8$. Os valores obtidos para os coeficientes parciais de segurança k_g e k_q demonstram, respectivamente, tendência de decréscimo e acréscimo em relação a dimensão a e a razão de carga variável k_q .

Destaca-se que, os valores utilizados para o dimensionamento semiprobabilístico adotados pelas referências bibliográficas NBR 6118 (2014) [2]; ACI 318 (2014) [10] e EUROCODE 2 (1992) [11], k_g e k_q , assim como os valores obtidos neste estudo não diferem significativamente, ressaltando, no entanto, a necessidade e a relevância desta pesquisa com o propósito de aprimorar o estado da arte da mesma.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal Fluminense (UFF) por meio de seu programa de pós-graduação em engenharia civil, ao Professor Luiz Eloy Vaz (in memoriam) e ao CNPq e CAPES.

Referências

- [1] OLIVEIRA, E.P. – "Análise de Confiabilidade de Modelo de Bielas e Tirantes: Vigas Curtas de Concreto Armado" – Tese de Doutorado (Universidade Federal Fluminense). Niterói, 2016.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos: NBR 6118. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

- [3] SOUZA, O.L.C. – “Aplicação da Teoria da Confiabilidade às Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Torção com Compósito de Fibras de Carbono”. Tese de Doutorado (Universidade Federal Fluminense). Niterói, 2011.
- [4] International Federation for Structural Concrete – “fib Bulletin No. 61: Design examples for strut-and-tie models”. 2011.
- [5] HASOFER, A.M.; LIND, N.C. – Exact and Invariant Second Moment Code Format, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 100, No EM1, pp. 111-121, 1974.
- [6] RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. – Structural Reliability under Random Load Sequences, Computers and Structures, vol. 9, No 5, pp. 484-494, 1978.
- [7] HALDAR, A; MAHADEVAN, S. – Reliability Assessment Using Stochastic Finite Element Analysis. John Wiley & Sons, 2000.
- [8] Joint Committee On Structural Safety – “JCSS: Probabilistic Model Code”, 2001.
- [9] PANTOJA, J.C. – “Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes” – Tese de Doutorado (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro). Rio de Janeiro, 2012.
- [10] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – “ACI 318 – Building Code Requirements for Structural Concrete”, 2014.
- [11] EUROCODE 2 – “Design of Concrete Structures”, 1992.
- [12] ROBERT, E. MELCHERS; ANDRE, T. BECK – “Structural Reliability Analysis and Prediction”, 3rd Edition”. New York, Wiley, 2018.

Análise da estabilidade de edifícios altos em lajes lisas e nervuradas com o efeito da interação solo-estrutura

Stability analysis of tall buildings with flat and waffle slabs with soil-structure interaction effect

Elcio Cassimiro Alves
Vinicius de Mello Passos

Resumo

Os edifícios de concreto armado no passado eram construídos com elementos robustos, conferindo grande rigidez a estrutura no que tange a estabilidade da mesma. Com o avanço tecnológico na construção civil ao longo dos anos, surgiram sistemas construtivos que proporcionaram a construção de edifícios mais altos e esbeltos. Dentre essas novas tecnologias, destacam-se as lajes lisas, lajes nervuradas e as lajes nervuradas com vigas faixa. Estas edificações carecem de um estudo de estabilidade para garantir sua segurança e desempenho. Nos projetos usuais de edifícios, onde não se considera o efeito da ação sísmica, comumente a estrutura é calculada pelo engenheiro de estruturas, o qual considera a estrutura sobre apoios indeslocáveis, resultando assim num conjunto de cargas que é passado para o engenheiro geotécnico. Entretanto, a hipótese de que o sistema de fundação apresenta comportamento rígido e indeslocável não se enquadra com a realidade geotécnica. Portanto, é necessário que o modelo de cálculo seja ajustado, ou seja, integrar o solo com as fundações e a superestrutura da edificação para uma melhor avaliação do comportamento estrutural. Chama-se esse processo de interação solo-estrutura, sendo este o mecanismo de influência mútua superestrutura-sistema de fundação. Através do coeficiente γ_z (Gama Z), busca-se avaliar a estabilidade global de edificações altas com sistema construtivo em lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas faixa a partir da variação de parâmetros tais como: tipo de laje, espessura da laje, geometria dos pilares, coeficiente de redução de inércia dos elementos para considerar a não linearidade física. Não obstante, avaliar a influência da interação solo-estrutura na estabilidade global das edificações propostas. Para a modelagem e análise dos resultados será utilizado o programa comercial CAD/TQS.

Palavras-chave: Estabilidade global / Gama Z / Interação solo-estrutura

Abstract

Reinforced concrete buildings in the past were built with robust elements, providing great rigidity to structure regarding the stability of the same. With technological advances in construction over the years, arose construction systems that provided taller and slender buildings. Among these new technologies, there are the flat slabs, waffle slabs and waffle slabs with band beams. These buildings lack a stability study to ensure their safety and performance. In the design of buildings, the structure is commonly calculated by the structural engineer, where the seismic action isn't considered, which considers the structure upon rigid supports, thereby resulting in a set of loads which is passed to the geotechnical engineering. However, the hypothesis that the foundation system features rigid behavior does not fit with the geotechnical reality. Therefore, it is necessary that the calculation model is adjusted, i.e., integrating the soil with foundations and the superstructure of the building for a better evaluation of the structural behavior. This process is called soil-structure interaction, which is the mechanism of mutual influence foundation-superstructure system. Through the coefficient γ_z (Gamma Z), seeks to assess the overall stability of high buildings with flat slabs, waffle slabs and waffle slabs with band beams from the variation of parameters such as: type of slab, the slab thickness, geometry of the pillars, inertia reduction coefficient of the elements to consider physical nonlinearity. However, evaluate the influence of soil-structure interaction in the overall stability of the buildings proposed. For modeling and analysis of the results will be used the commercial software CAD / TQS.

Keywords: Global stability / Gamma Z / Interaction soil-structure

Elcio Cassimiro Alves

Doutor em Engenharia e Tecnologias Espaciais
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
elcio.calves1@gmail.com

Vinicius de Mello Passos

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
vmelopassos@gmail.com

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.

ALVES, E. [et al.] – Análise da estabilidade de edifícios altos em lajes lisas e nervuradas com o efeito da interação solo-estrutura. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 85-100.

1 Introdução

A partir do desenvolvimento da engenharia estrutural ao longo das últimas décadas, houve grande modernização na execução de edificações, possibilitando estruturas mais altas e esbeltas. Entretanto este tipo de edificação se tornou menos rígido. A exemplo pode-se citar as edificações compostas por lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas-faixa. Uma das características mais relevantes destes tipos de lajes é que as mesmas são desprovidas de vigas altas, fato que leva a uma redução da rigidez quanto aos deslocamentos horizontais e também à estabilidade global.

Assim, uma análise da viabilidade da execução de edifícios altos e esbeltos no que tange a estabilidade global é importante quando são utilizados sistemas estruturais desprovidos de vigas altas.

Nos escritórios de cálculo estrutural uma prática muito comum é utilizar a simplificação de que a superestrutura das edificações está apoiada em uma base rígida e indeformável. Esta simplificação não representa o comportamento real que a estrutura terá quando apoiada no maciço de solo através de sua infraestrutura. Assim, a interação solo-estrutura é um fator importante no ajuste do modelo de cálculo das estruturas. A interação solo-estrutura implicará em efeitos na estabilidade global da estrutura, tendo em vista que haverá um aumento dos deslocamentos, pois a edificação estará sendo calculada em uma base flexível.

A partir da variação de parâmetros tais como: a espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e consideração dos efeitos da interação solo-estrutura, buscou-se avaliar a influência destes na estabilidade global da estrutura proposta.

O objetivo deste trabalho consiste no estudo da estabilidade global de edifícios com relação de esbeltez de um para seis, onde será variado o tipo de sistema construtivo da laje, a saber, lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas-faixa. Para a análise dos parâmetros de instabilidade serão variadas a espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e também a consideração da interação solo-estrutura. Será utilizado o software comercial CAD/TQS versão 17.12.3.

Vale ressaltar que os modelos de laje lisa e laje nervurada serão reestudados a partir dos modelos propostos por [1]. Neste estudo não é considerado o efeito de sismos, os quais podem impactar nos resultados aqui apresentados.

2 Revisão da literatura

2.1 Análise não linear

Simplificadamente, diz-se que uma análise não linear é um cálculo em que a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, tensões ou esforços, possui comportamento desproporcional à medida que um carregamento é aplicado, ou seja, comportamento não linear [2].

Este comportamento desproporcional é relevante em estruturas de concreto armado e deve ser sempre levado em consideração na etapa de análise da estrutura.

2.2 Não linearidade geométrica (NLG)

As estruturas podem apresentar comportamento não linear ao sofrer grandes deslocamentos mesmo sendo constituídas de materiais que apresentem relação de tensão-deformação linear. Os momentos fletores adicionais na estrutura, ora nomeados de momentos de segunda ordem, são oriundos da nova posição do esforço vertical devido a deformação da estrutura. Tal comportamento é nomeado de não linearidade geométrica por não apresentar relação linear entre esforços e efeitos.

A norma brasileira de concreto de 2014 [3] considera a não linearidade geométrica através de uma formulação de segurança para a combinação de ações, sendo estas ações majoradas pelo fator γ_f / γ_{f3} , e em seguida, os esforços solicitantes são majorados pelo fator γ_{f3} , sendo este fator igual a 1,1.

2.3 Não linearidade física (NLF)

Por ser constituído de materiais com propriedades físicas variadas, o concreto armado apresenta comportamento não linear, sendo este comportamento caracterizado como não linearidade física. Ademais, a grande diferença na resistência a esforços de tração e compressão leva a formação de fissuras por tração.

Para considerar a não linearidade física do concreto armado, a norma brasileira de concreto de 2014 [3] utiliza coeficientes de redução no cálculo da rigidez para cada tipo de elemento (lajes, vigas e pilares), sendo esta rigidez chamada de rigidez efetiva ou rigidez secante.

É obrigatória a consideração da não linearidade física na análise das estruturas de concreto armado. A norma supracitada indica os valores a serem adotados para redução da rigidez dos elementos estruturais, como mostrado abaixo:

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$$

Vigas:

$$(EI)_{sec} = E_{ci} I_c \text{ para } A_s' \neq A_s$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c \text{ para } A_s' = A_s$$

Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$$

onde:

I_c Momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_{ci} Módulo de deformação tangencial inicial do concreto.

Na norma brasileira de concreto de 2007 [4] a rigidez efetiva de pilares e vigas pode ser reduzida pelo coeficiente de redução com o valor de 0,7, conforme observado por [1]. Propõem também a possibilidade de utilizar este coeficiente de redução para as lajes lisas, quando estas forem protendidas devido a menor fissuração.

2.4 Estabilidade global

Define-se estabilidade global de uma estrutura como sendo sua sensibilidade aos efeitos de 2.^a ordem, onde esta relação é inversamente proporcional, ou seja, a estrutura é menos estável quanto mais sensível esta for aos efeitos de 2.^a ordem.

Os efeitos de 2.^a ordem são provenientes da deformação da estrutura, ou seja, a partir da consideração da configuração geométrica deformada da estrutura, surgem solicitações adicionais no sistema estrutural, sendo estes efeitos adicionais à estrutura.

A norma brasileira de concreto de 2014 [3] dispensa a consideração das solicitações de 2.^a ordem se estas não forem em intensidade maiores que 10% das solicitações de 1.^a ordem. Assim, é sempre necessária à realização da análise 2.^a ordem, independente se estes efeitos serão, ou não, utilizados para dimensionar a estrutura. A norma prevê o coeficiente γ_z (Gama Z) e o parâmetro α (alfa) para auxiliar na decisão de se considerar os efeitos de 2.^a ordem.

O coeficiente de instabilidade γ_z foi introduzido por [5], o qual mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2.^a ordem, também podendo ser utilizado para majorar os efeitos de 1.^a ordem devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2.^a ordem. O coeficiente γ_z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}} * \frac{1}{1,1}} \quad (1)$$

onde:

Δ_{Md} : É a soma dos produtos de todas as forças verticais que atuam na estrutura, pelos deslocamentos horizontais aplicados em seus respectivos pontos, os quais são obtidos na análise de 1.^a ordem;

M_{1d} : É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos produzidos pelas forças horizontais em relação à base da estrutura.

O parâmetro α foi deduzido em 1967 por Hurbert Beck e Gert König (apud [5]) sendo definido como parâmetro de instabilidade por [6]. Este parâmetro é um meio para avaliar a estabilidade global das estruturas de concreto, entretanto não é adequado para se estimar os efeitos de segunda ordem. Basicamente, a verificação da estabilidade das estruturas de concreto passa a ser a verificação de um pilar de rigidez equivalente.

A norma brasileira de concreto de 2014 [3] define α por:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} * I_c)}} \quad (2)$$

onde:

H_{tot} É a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k É o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico.

$E_{cs} I_c$ É o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

2.4.1 Principais fatores que influenciam na estabilidade global

Podem-se destacar como principais fatores que influenciam a estabilidade global de edifícios os carregamentos verticais aos quais a estrutura está submetida e a rigidez da estrutura.

O parâmetro γ_z indica essa relevância em sua formulação, pois, quando do aumento do carregamento vertical, verifica-se um aumento no valor do coeficiente γ_z para um mesmo carregamento horizontal. Já o aumento do carregamento horizontal não gera um aumento no valor do coeficiente γ_z , pois os esforços de 1.ª ordem e 2.ª ordem aumentam na mesma proporção, ou seja, $\Delta M_d / M_{1d}$ permanece constante.

Quanto à rigidez da estrutura, quanto mais rígida esta for, menores serão seus deslocamentos, e consequentemente menores serão os momentos de 2.ª ordem, resultando na diminuição do coeficiente γ_z . A presença de elementos que colaborem com o aumento de rigidez da estrutura impacta de forma a reduzir os valores do coeficiente γ_z , logo, melhoram a estabilidade conforme observado por [7].

2.5 Interação solo-estrutura (ISE)

A interação solo-estrutura consiste no mecanismo que integra a superestrutura da edificação (lajes, vigas e pilares), a estrutura de fundação (sapatas, blocos e estacas) e o maciço de solo onde estão assentadas as fundações.

Na prática atual de projetos, utiliza-se a simplificação de que a superestrutura da edificação está apoiada sobre uma superfície rígida indeformável, ou seja, é suposto que a fundação em conjunto com o solo garanta a indeslocabilidade da base dos pilares. Entretanto, o comportamento real do solo submetido ao carregamento de uma edificação é de se deformar, portanto não indeslocável. Esta simplificação leva a um subdimensionamento dos elementos estruturais isolados e também subestima os deslocamentos da edificação provenientes da deformação dos apoios.

Ao ser considerada a ISE em edificações de concreto armado, verifica-se uma tendência à uniformização dos esforços horizontais [8]. Nos pilares mais rígidos, observa-se uma importante redistribuição das reações horizontais, considerando a direção da ação do vento. Verifica-se a mesma tendência à uniformização para os deslocamentos horizontais. Delalibera *et al.* (2005) *apud* [9] e [8], concluem que a interação solo-estrutura influencia na estabilidade global da estrutura, uma vez que, com a subtração da simplificação do engastamento da superestrutura na fundação, os deslocamentos horizontais da estrutura são maiores, afetando diretamente os resultados obtidos a partir da análise de 2.ª ordem.

2.6 Interação solo-estrutura no CAD/TQS

O programa CAD/TQS possui um módulo de análise dedicado à análise da Interação Solo-Estrutura denominado SISE – Sistema de Interação Solo Estrutura. O SISE dispõe de rotinas de cálculo para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-solo, cálculo de recalques e cálculo dos coeficientes de reação vertical e horizontal do solo, isto é, de maneira simplificada, quando se utiliza o SISE, os pilares do pórtico espacial não estarão mais engastados na fundação, ao invés disso, estarão apoiados em molas cujas rigidezes serão exatamente os valores dos coeficientes de reação vertical e horizontal. A Figura 1 mostra uma representação esquemática do conceito.

Os métodos para a determinação da capacidade de carga do sistema Estaca-Solo implementados no SISE são mostrados na

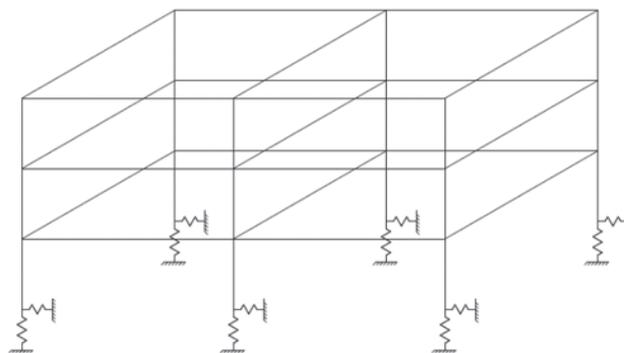


Figura 1 Modelo esquemático – Pórtico espacial apoiado em molas

Figura 2. Dentre estes, foram utilizados nos modelos, os métodos de Aoki e Velloso de 1975 propostos em [10] e o de Alonso de 1996 proposto em [11], sendo estes adequados para estacas cravadas e estaca hélice contínua respectivamente.

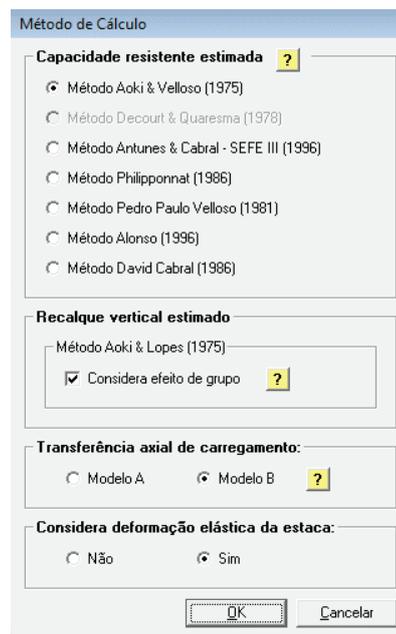
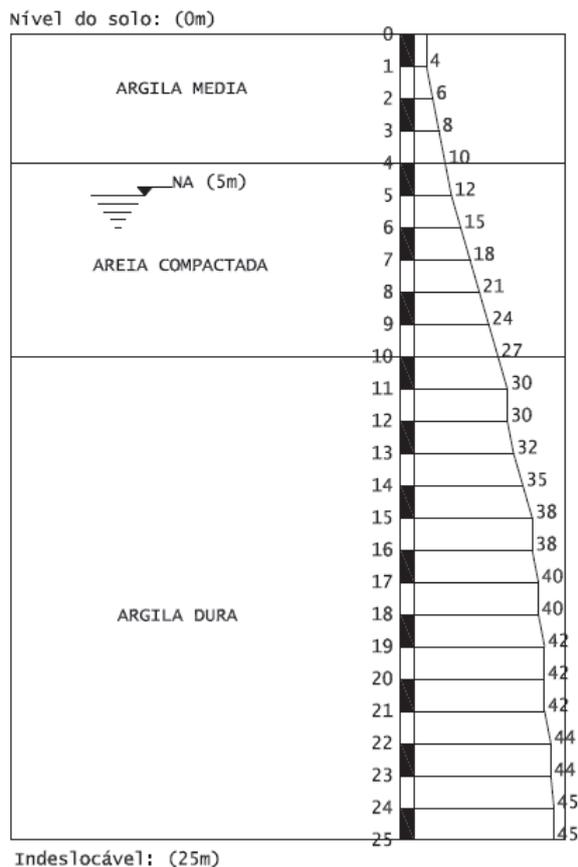


Figura 2 Métodos para determinação da capacidade de carga; Cálculo de recalque vertical e transferência axial de carregamento estaca-solo. Fonte: Manual TQS (2013)

O método para a transferência de carga axial estaca-solo é o proposto por Aoki em 1979 *apud* Manual TQS (2013) [12] como mostrado na Figura 3. O programa ainda permite ao usuário definir o modelo de diagrama a ser adotado: o Modelo A que admite uma distribuição parcial da carga à medida que vai vencendo a resistência lateral máxima ao longo do fuste, e o Modelo B onde se admite que a distribuição se manifeste ao longo do fuste da estaca, redistribuindo as cargas, como mostrado na Figura 4. Em todos os edifícios processados com o módulo do SISE, o Modelo B foi o adotado, sendo esta a opção padrão do programa.

SONDAGEM 1



SONDAGEM 2

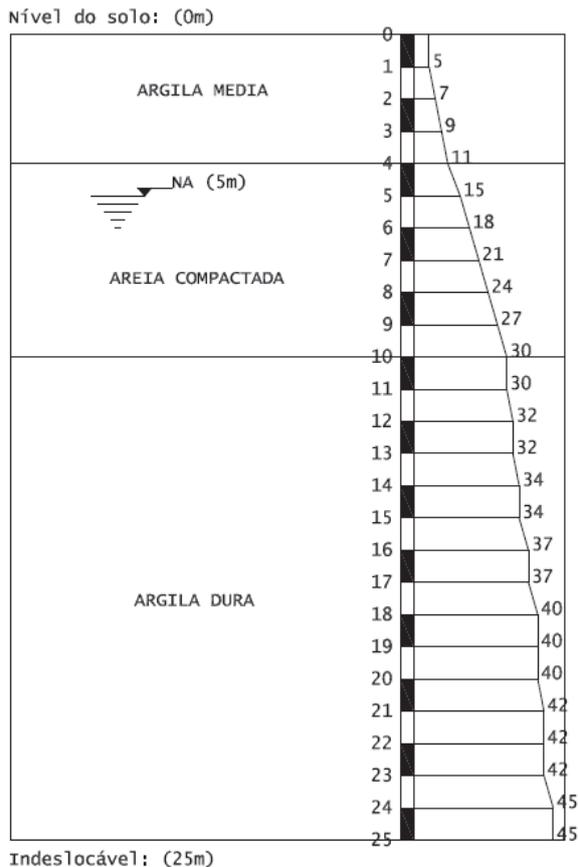


Figura 7 Perfis de sondagem

A modelagem dos edifícios foi feita no software CAD/TQS versão 17.12.3 e buscou-se avaliar através das variações propostas nos modelos a influência no resultado do coeficiente de instabilidade γ_z . Tendo em vista que as variações propostas são para melhorar a estabilidade global da estrutura, foi feita a redução na seção transversal dos pilares, quando conveniente, reduzindo a maior dimensão dos pilares. Para consideração do efeito da interação solo-estrutura, são propostos dois perfis de sondagem para a edificação em questão conforme Figura 7.

Além do módulo do Sistema de Interação Solo-Estrutura, a TQS Informática LTDA desenvolveu um coeficiente, o qual foi nomeado RM2M1, com a finalidade de representar a intensidade dos esforços de 2.ª ordem em relação aos esforços de 1.ª ordem. Para tanto, são considerados os esforços de 2.ª ordem oriundos do método iterativo P-Delta. O parâmetro RM2M1 é dado por:

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (3)$$

onde:

M_1 É o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M_2 É o somatório das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob a ação das forças horizontais, resultantes do cálculo de P-Delta em uma combinação não linear, TQS Informática LTDA (2013).

3.1 Descrição dos modelos

O primeiro modelo, nomeado 01/01, teve como base a edificação proposta na Figura 5, sendo esta composta por laje lisa. Variou-se a seção transversal dos pilares a fim de atingir um valor próximo do limite do coeficiente γ_z preconizado por [3]. Este modelo foi a base dos modelos subsequentes e o valor do γ_z encontrado foi de 1,301 (vento 90°-270°). Os dados dos modelos com laje lisa seguem na Tabela 1.

No Modelo 01/02, alterou-se a espessura do pilar do elevador (núcleo rígido), a fim de avaliar se o acréscimo de rigidez deste geraria uma redução significativa no valor do coeficiente γ_z .

Para o Modelo 01/03, aumentou-se a espessura da laje, devido à rigidez à flexão transversal da mesma ser considerada no pórtico. Assim, as lajes passam a contribuir na resistência aos esforços horizontais. Deste modo, o aumento da espessura da laje significaria

um aumento na rigidez do sistema de contraventamento. O acréscimo de peso decorrente do aumento da espessura da laje seria compensado pelo aumento da rigidez da mesma, conforme foi observado nos trabalhos de [1] e [13].

Já no Modelo 01/04, reduziu-se o pé-direito dos pavimentos tipo, aumentando assim a rigidez do pórtico, dada a diminuição do comprimento destravado dos pilares.

Em elementos protendidos o nível de fissuração é menor que no concreto armado [1]. Assim, no Modelo 01/05, aumentou-se o valor dos coeficientes que consideram a não linearidade física das lajes no caso particular de estas serem protendidas.

No Modelo 01/06, contemplaram-se todas as alterações dos modelos anteriores a fim de reduzir a seção dos pilares e avaliar a redução de consumo de concreto dos pilares em relação ao consumo total.

Finalmente, tomando como base o Modelo 01/06, inseriu-se a interação solo-estrutura para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. O novo modelo foi chamado de Modelo 01/07.

Tomando como base o Modelo 01/01, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas conforme apresentado na Figura 8 (Modelo 02/01), sendo a altura das formas de dezesseis centímetros e capa de cinco centímetros. Variou-se a seção transversal dos pilares e o valor de γ_z encontrado foi de 1,298 (vento 90°-270°). Os dados dos modelos com laje nervurada seguem na Tabela 2.

Nos Modelos 02/02, 02/03 e 02/04, as alterações foram as mesmas efetuadas anteriormente para os modelos de laje lisa. Não foi implementada a alteração dos coeficientes que levam em consideração a não linearidade física, dada a ausência de elementos protendidos nos Modelos 02 (Figura 8).

No Modelo 02/01, buscou-se reduzir ao máximo as seções transversais dos pilares mantendo o coeficiente γ_z abaixo do limite preconizado por [3]. Neste modelo, inseriu-se a interação solo-estrutura para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. O novo modelo foi chamado de Modelo 02/06.

Tomando como base o Modelo 01/06, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas com vigas-faixa conforme apresentado na Figura 8 (Modelo 03/01). Variou-se a seção

Tabela 1 Dados dos modelos de laje lisa

Modelo	Espessura pilar elevador [cm]	Coeficiente não linearidade		Espessura Laje [cm]	f_{ck} [MPa]			Pé-direito Pavimento tipo [m]	Interação Solo-estrutura
		Lajes	Vigas		Lajes	Vigas	Pilares		
01/01	40	0,3	0,4	18	30	30	40	3,24	Não
01/02	50	0,3	0,4	18	30	30	40	3,24	Não
01/03	40	0,3	0,4	20	30	30	40	3,24	Não
01/04	40	0,3	0,4	18	30	30	40	2,88	Não
01/05	40	0,7	0,7	18	30	30	40	3,24	Não
01/06	50	0,7	0,7	20	30	30	40	2,88	Não
01/07	50	0,7	0,7	20	30	30	40	2,88	Sim

Tabela 2 Dados dos modelos de laje nervurada

Modelo	Espessura pilar elevador [cm]	Coeficiente não linearidade		Altura Laje [cm]	f_{ck} [MPa]			Pé-direito Pavimento tipo [m]	Interação Solo-estrutura
		Lajes	Vigas		Lajes	Vigas	Pilares		
02/01	40	0,3	0,4	21	30	30	40	3,24	Não
02/02	50	0,3	0,4	21	30	30	40	3,24	Não
02/03	40	0,3	0,4	23,5	30	30	40	3,24	Não
02/04	40	0,3	0,4	21	30	30	40	2,88	Não
02/05	50	0,3	0,4	23,5	30	30	40	2,88	Não
02/06	50	0,3	0,4	23,5	30	30	40	2,88	Sim

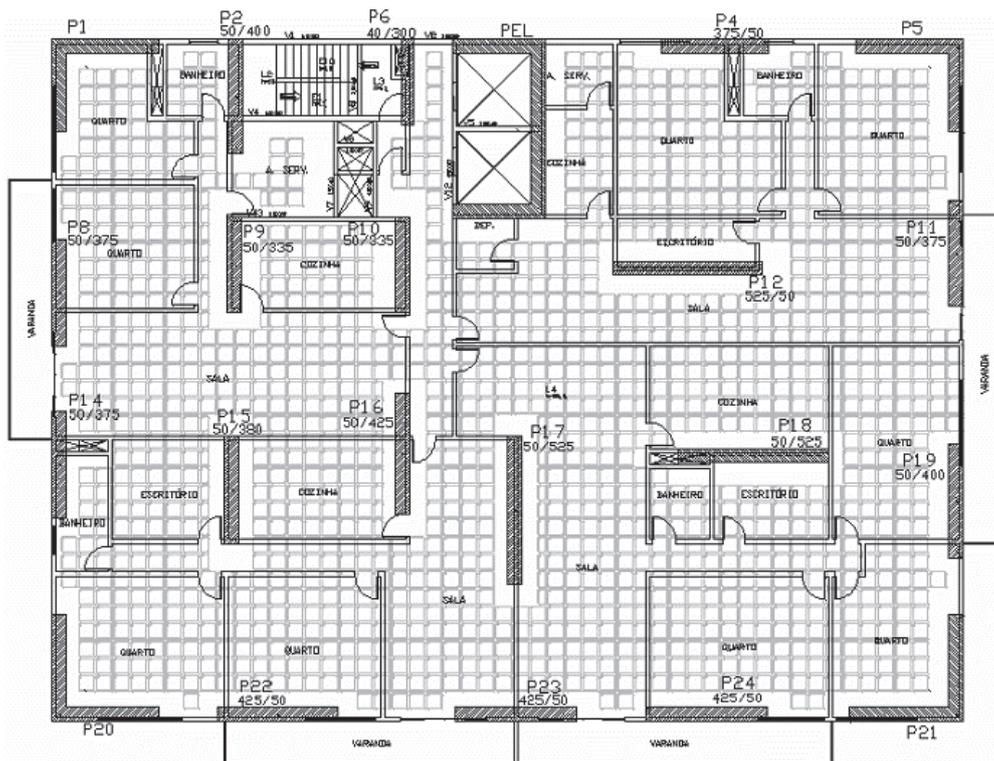


Figura 8 Arquitetura x Estrutura – Pavimento tipo – Laje nervurada – Modelo 02/01

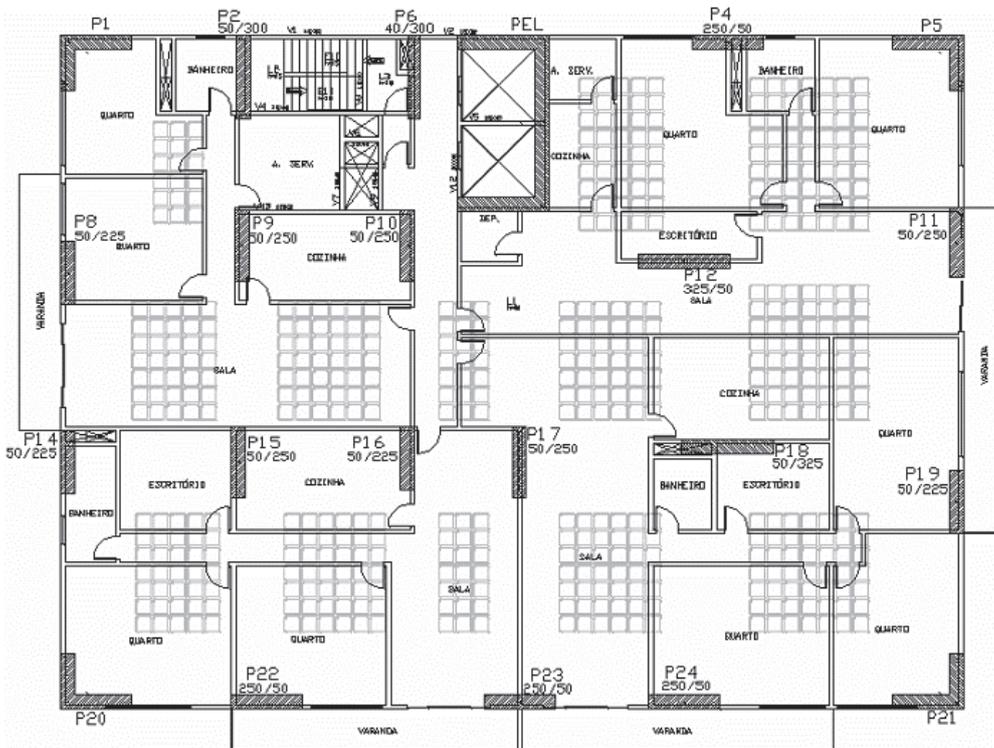


Figura 9 Arquitetura x Estrutura – Pavimento tipo – Laje nervurada com vigas-faixa – Modelo 03/01

Tabela 3 Dados dos modelos de laje nervurada com vigas-faixa

Modelo	Espessura pilar elevador [cm]	Coeficiente não linearidade		Altura Laje [cm]	f_{ck} [MPa]			Pé direito Pavimento tipo [m]	Interação Solo-estrutura
		Lajes	Vigas		Lajes	Vigas	Pilares		
03/01	50	0,7	0,7	21	30	30	40	2,88	Não
03/02	50	0,5	0,7	21	30	30	40	2,88	Não
03/03	50	0,5	0,7	21	30	30	40	2,88	Não
03/04	50	0,5	0,7	21	30	30	40	2,88	Sim

transversal dos pilares e o valor de γ_z encontrado foi de 1,295 (vento 0°-180°). Os dados dos modelos com lajes nervuradas com vigas faixas seguem na Tabela 3.

O coeficiente de não linearidade física das lajes foi reduzido de 0,7 para 0,5 nos modelos 03/02, 03/03 e 03/04 tendo em vista que somente as vigas-faixa seriam protendidas. Assim, o Modelo 03/01 foi criado para avaliar o impacto que esta redução tem sobre o coeficiente γ_z (Figura 9).

No Modelo 03/03, alterou-se as seções transversais dos pilares para atingir um valor próximo do limite do coeficiente γ_z preconizado por [3]. Finalmente, introduziu-se a interação solo-estrutura neste modelo para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. O novo modelo foi chamado de Modelo 03/04.

3.1 Resultados dos modelos 01/01 a 01/07

A partir do projeto proposto na Figura 5 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 4, Tabela 5, Tabela 6 e Tabela 7.

Observa-se que o aumento de espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) no Modelo 01/02, não gerou uma redução significativa no coeficiente γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 0,615% (vento 90°-270°) e 0% (vento 0°-180°).

O aumento de espessura da laje considerado no Modelo 01/03 teve relevância na redução do coeficiente de instabilidade γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 4,535% (vento 90°-270°) e 4,013% (vento 0°-180°). Esta redução demonstra a importância de se considerar a rigidez transversal da laje para a estabilidade global da estrutura.

A partir da redução do pé direito dos pavimentos no Modelo 01/04, obteve-se uma redução aproximada no γ_z de 1,998% (vento 90°-270°) e 2,203% (vento 0°-180°).

Observa-se que a maior redução no coeficiente de instabilidade γ_z foi no Modelo 01/05 que considera coeficientes de não linearidade física maiores, sendo a redução de aproximadamente 9,762% na direção do vento 90°-270° e de 8,025% na direção do vento 0°-180°. Este resultado corrobora com a hipótese de se estender às lajes lisas quando protendidas, o aumento no coeficiente de não linearidade física quando esta atuar no sistema de contraventamento da estrutura através da consideração de sua rigidez transversal.

No Modelo 01/06 conseguiu-se reduzir as seções dos pilares mantendo o coeficiente γ_z abaixo do limite do coeficiente γ_z . Comparado ao Modelo 01/01, o Modelo 01/06 resultou numa redução de aproximadamente 35,63% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 29,53% nas formas utilizadas nos pilares.

Finalmente, no modelo 01/07 houve um aumento no coeficiente γ_z de 58,88% (vento 90°-270°) e 40,52% (vento 0°-180°) comparado ao Modelo 01/06 devido à consideração da interação solo-estrutura. Tal fato demonstra a grande importância de se considerar esta interação ajustando o modelo de cálculo.

3.2 Resultados dos modelos 02/01 a 02/06

A partir do projeto proposto na Figura 3 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10.

Assim como no modelo de lajes lisas, observa-se que no modelo de lajes nervuradas (Modelo 02/02) o aumento de espessura do pilar do elevador (núcleo rígido), não gerou uma redução significativa no coeficiente γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 0,694% (vento 90°-270°) e 0% (vento 0°-180°).

O aumento da capa da laje no Modelo 02/03 resultou numa redução do coeficiente γ_z de aproximadamente 3,392% (vento 90°-270°) e 3,014% (vento 0°-180°). Nota-se que o acréscimo de peso decorrente do aumento da capa da laje foi compensado pelo aumento da rigidez da mesma.

Com a redução do pé direito dos pavimentos no Modelo 02/04, obteve-se uma redução aproximada no γ_z de 4,086% (vento 90°-270°) e 3,632% (vento 0°-180°).

Comparando com o Modelo 02/01, com a redução dos pilares no Modelo 02/05 obteve-se uma redução de aproximadamente 10,5% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 6,22% nas formas utilizadas nos pilares. Vale ressaltar que o coeficiente Gama Z do Modelo 02/05 também está abaixo do limite do coeficiente γ_z preconizado por [3].

Por fim, no modelo 02/06 houve um aumento no coeficiente γ_z de 127,50% (vento 90°-270°) e 81,79% (vento 0°-180°) comparado ao Modelo 02/05 devido à consideração da interação solo-estrutura.

Tabela 4 Resultados dos modelos 01/01 e 01/02

Modelo 01/01					Modelo 01/02				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,301	1,271	0,06 (3861)	2,89 (5230)	90°-270°	1,293	1,262	0,12 (2142)	2,84 (5324)
0°-180°	1,271	1,201	0,05 (6286)	1,83 (8262)	0°-180°	1,271	1,202	0,09 (2695)	1,82 (8322)
RM2M1 - 1,336					RM2M1 - 1,330				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8415,9	14974,5	35918,6	73769,7	8579,5	15136,9	35888,8	73726,9		
Taxa volume de concreto		Taxa área de formas		Taxa volume de concreto		Taxa área de formas			
56,20%		48,69%		56,68%		48,68%			

Tabela 5 Resultados dos modelos 01/03 e 01/04

Modelo 01/03					Modelo 01/04				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,242	1,147	0,12 (2662)	2,21 (6827)	90°-270°	1,275	1,224	0,05 (4730)	2,36 (6306)
0°-180°	1,220	1,089	0,07 (3452)	1,38 (10920)	0°-180°	1,243	1,143	0,04 (7662)	1,43 (10442)
RM2M1 - 1,282					RM2M1 - 1,324				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8415,9	15593,7	35918,6	73753,8	8306,2	15568,9	35395,7	77290,2		
Taxa volume de concreto		Taxa área de formas		Taxa volume de concreto		Taxa área de formas			
53,97%		48,70%		53,35%		45,80%			

Tabela 6 Resultados dos modelos 01/05 e 01/06

Modelo 01/05					Modelo 01/06				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,174	0,982	0,06 (3861)	2,89 (5230)	90°-270°	1,280	1,185	0,12 (2160)	4,25 (3506)
0°-180°	1,169	0,977	0,05 (6286)	1,83 (8262)	0°-180°	1,293	1,135	0,16 (1517)	2,73 (5469)
RM2M1 - 1,194					RM2M1 - 1,373				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8415,9	14974,5	35918,6	73769,7	5417,7	13463,9	25311,7	67762,7		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
56,20%		48,69%		40,24%		37,35%			

Tabela 7 Modelo 01/07

Modelo 01/05				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	2,067	1,754	0,28 (1165)	9,06 (1646)
0°-180°	1,786	1,556	0,16 (1552)	4,98 (2996)
RM2M1 - 2,116				
Quantitativo dos pilares				
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		
Pilar	Total	Pilar	Total	
5417,7	13463,9	25311,7	67762,7	
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		
40,24%		37,35%		

Tabela 8 Resultados dos modelos 02/01 e 02/02

Modelo 01/05					Modelo 01/06				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,298	1,282	0,14 (1821)	3,35 (4510)	90°-270°	1,289	1,271	0,08 (3188)	3,28 (4603)
0°-180°	1,296	1,254	0,12 (2096)	2,18 (6930)	0°-180°	1,296	1,253	0,06 (5419)	2,17 (6975)
RM2M1 - 1,354					RM2M1 - 1,344				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8598,8	13224,8	36650,3	39880,4	8762,4	13387,2	36620,5	39837,8		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
65,02%		91,90%		65,45%		91,92%			

Tabela 9 Resultados dos modelos 02/03 e 02/04

Modelo 02/03					Modelo 02/04				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,253	1,188	0,07 (3726)	2,72 (5551)	90°-270°	1,246	1,178	0,11 (2236)	4,90 (3042)
0°-180°	1,258	1,180	0,05 (6422)	1,80 (8417)	0°-180°	1,250	1,174	0,07 (3461)	3,15 (4731)
RM2M1 - 1,305					RM2M1 - 1,291				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8598,8	14089,1	36650,3	39859,1	8488,2	13612,0	36123,4	39621,8		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
61,03%		91,95%		62,36%		91,17%			

Tabela 10 Resultados dos modelos 02/05 e 02/06

Modelo 02/05					Modelo 02/06 - ok				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,284	1,249	0,07 (3705)	2,82 (5294)	90°-270°	2,953	2,045	0,13 (1499)	7,48 (1993)
0°-180°	1,296	1,228	0,05 (6226)	1,80 (8268)	0°-180°	2,356	1,869	0,09 (2306)	4,07 (3662)
RM2M1 - 1,362					RM2M1 - 3,174				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
7680,7	13764,4	34329,6	37798,9	7680,7	13764,4	34329,6	37798,9		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
55,80%		90,82%		55,80%		90,82%			

3.3 Resultados dos modelos 03/01 a 03/04

A partir do projeto proposto na Figura 9 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 11 e Tabela 12.

Comparando o Modelo 03/01 com o modelo base (01/06) nota-se que se conseguiu reduzir as seções dos pilares do Modelo 03/01 e manter o limite do coeficiente γ_z abaixo do valor preconizado por [3]. Assim, é notório que o sistema de laje nervurada com vigas-faixa é mais estável. A redução foi de aproximadamente 5,95% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 5,11% nas formas utilizadas nos pilares.

No Modelo 03/02 onde foi reduzido o coeficiente de não linearidade física das lajes para 0,5 houve um aumento do coeficiente γ_z

comparado ao Modelo 03/01, sendo este aumento de 5,72% (vento 90°-270°) e 6,41% (vento 0°-180°). Assim, o coeficiente γ_z ficou maior que o limite preconizado por [3].

A fim de reduzir o coeficiente γ_z e atender ao limite da norma supracitada, aumentaram-se as seções dos pilares no Modelo 03/03. Com este aumento de seção transversal dos pilares houve um decréscimo no coeficiente γ_z de aproximadamente 4,00% (vento 90°-270°) e 6,25% (vento 0°-180°) comparado ao coeficiente γ_z do Modelo 03/02. Houve aumento de aproximadamente 12,95% no volume de concreto utilizado nos pilares e 12,77% nas formas utilizadas nos pilares comparados ao quantitativo do Modelo 03/02.

Finalmente, no modelo 03/04 houve um aumento no coeficiente γ_z de 53,63% (vento 90°-270°) e 32,38% (vento 0°-180) comparado ao Modelo 03/03 devido à consideração da interação solo-estrutura.

Tabela 11 Resultados do modelo 03/01e 03/02

Modelo 03/01					Modelo 03/02				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,276	1,197	0,11	4,36	90°-270°	1,349	1,325	0,11 (1499)	4,36 (1993)
0°-180°	1,295	1,114	0,11	2,91(8268)	0°-180°	1,378	1,238	0,11 (2306)	2,91 (3662)
RM2M1 - 1,365					RM2M1 - 1,454				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
5095,3	12465,7	24017,4	55168,1	5095,3	12465,7	24017,4	55168,1		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
40,87%		43,53%		40,87%		43,53%			

Tabela 12 Resultados do modelo 03/03 e 03/04

Modelo 03/03					Modelo 03/04				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,298	1,245	0,09	3,72	90°-270°	2,799	1,995	0,29	9,07
0°-180°	1,297	1,159	0,07	2,28	0°-180°	1,918	1,644	0,10	4,42
RM2M1 - 1,375					RM2M1 - 3,294				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
7680,7	13185,9	27085,0	58221,1	58,53,1	13185,9	27085,0	58221,1		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
44,39%		46,52%		44,39%		46,52%			

4 Conclusões

A partir da análise dos resultados dos modelos de lajes lisas e lajes nervuradas, observou-se que o acréscimo de espessura no pilar do elevador (núcleo rígido), não resultou numa redução significativa no coeficiente de instabilidade γ_z .

O aumento da espessura das lajes lisas e o aumento da capa das lajes nervuradas proporcionaram reduções significativas no coeficiente γ_z , sendo que o aumento de carga vertical devido ao acréscimo de espessura das lajes é compensado pelo maior enrijecimento das ligações das lajes com os pilares e também pelo aumento da rigidez transversal à flexão. Outros trabalhos apresentaram resultados semelhantes como os apresentados em [1], [13] e [14].

A redução do pé direito entre os pavimentos nos modelos de lajes protendidas e lajes nervuradas resultou no decréscimo do coeficiente γ_z , haja vista a diminuição do comprimento destravado dos pilares.

A aplicação de um valor maior do coeficiente que considera a não linearidade física nas lajes protendidas resultou numa redução significativa do coeficiente γ_z , sendo essa redução a maior entre os modelos "01" e "02". Assim, como dito anteriormente, é interessante estudar pormenorizadamente a utilização de coeficientes de redução com valores maiores que os apontados pela norma atual, tendo em vista que a fissuração de elementos protendidos é menor quando comparada à fissuração de um elemento de concreto armado.

Ao se comparar o volume total de concreto entre os modelos 01/06 e 02/05, nota-se que o volume total de concreto do modelo 01/06 é menor aproximadamente 2,18%. Essa mesma comparação feita com volume de concreto dos pilares mostra que no modelo 01/06 é menor aproximadamente 29,46%. Assim, percebe-se a grande influência da consideração de um valor maior do coeficiente de não linearidade física na laje protendida, possibilitando, para edifícios altos e esbeltos, competir com o sistema de lajes nervuradas em consumo de concreto.

Ao se comparar os sistemas de lajes lisas com o sistema de lajes nervuradas com vigas-faixa (Modelo 01/06 e Modelo 03/01), conclui-se que o sistema de lajes nervuradas com vigas-faixa foi mais estável, tendo em vista que conseguiu-se reduzir as seções transversais dos pilares e atender ao limite do coeficiente γ_z preconizado por [3].

Ao se considerar o efeito da interação solo-estrutura, o valor do coeficiente γ_z aumentou muito comparado aos respectivos modelos base. Tal fato aponta que deveria ser revista ou melhor estudada as considerações das simplificações adotadas pelos escritórios de cálculo estrutural, onde os mesmos tem por prática separar o cálculo da superestrutura e da infraestrutura das edificações.

Referências

- [1] Passos, V.M.; Feitosa, L.A.; Alves, E.C.; Azevedo, M.S. – Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 9, n. 2, p. 244-262, 2016.
- [2] Klimura, A. – *Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado*. Pini, 2007
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [5] Franco, M.; Vasconcelos, A.C.D. – Avaliação Prática dos Efeitos de 2.ª Ordem em Edifícios Altos Colóquium on the Rio CEB-FIP-Model Code 90, Rio de Janeiro, 1991.
- [6] Franco, M. – Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: Reunião Anual do IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo, 1985.
- [7] Freitas, F.C.; Luchi, L.A.; Ferreira, W.G. – Global stability analysis of structures and actions to control their effects. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 9, n. 2, p. 192-213, 2016.
- [8] Jordão, D.R. – Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2003
- [9] Moncayo, W.J.Z. – Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2011
- [10] Aoki, N.; Velloso, D.A. – An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *PAN AMERICAN CSMFE*, 5, 1975, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, v. 1, 1975
- [11] Alonso, U.R. (1996) – Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2: 141 151, 1996.
- [12] TQS INFORMÁTICA LTDA (2013) – MANUAL PÓRTICO E GRELHA – TQS. São Paulo, SP.
- [13] Feitosa L.A.; Alves, E.C. – Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 8, n. 2, p. 196-224, 2015.
- [14] Martins, C.H. – Análise Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001

Avaliação experimental dos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento na torre de telecomunicações do Monte da Virgem baseada em modelos autorregressivos

Experimental evaluation of the wind-induced dynamic effects on Monte da Virgem telecommunications tower based on autoregressive models

Diogo Ribeiro
Jorge Leite
Rui Caçada

Resumo

Este artigo descreve a avaliação experimental dos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento numa torre de telecomunicações com base num sistema de monitorização contínua. A torre de telecomunicações do Monte da Virgem é composta por um fuste em betão armado e um mastro em aço, com uma altura total de 177 m. O sistema de monitorização inclui acelerómetros, anemómetros e uma estação meteorológica, permitindo a caracterização das acelerações máximas da estrutura e dos regimes de vento durante um período de 6 meses. A análise dos resultados possibilitou a identificação de eventos específicos, denominados de eventos extraordinários, para os quais a resposta dinâmica da torre sob ações do vento surge amplificada. A identificação automática dos eventos extraordinários baseou-se na aplicação aos registos de aceleração de um modelo autorregressivo (AR) e na estimativa da sua ordem de modelo ótima com base numa decomposição de valores singulares (SVD). Os resultados comprovaram a robustez e eficiência da técnica proposta na identificação do número, duração e amplitude máxima das acelerações associadas aos eventos extraordinários, visando a sua potencial integração em sistemas de monitorização da integridade estrutural (SHM).

Palavras-chave: Torre de telecomunicações / Sistema de monitorização contínua / Eventos extraordinários / Modelo autorregressivo / Decomposição em valores singulares

Abstract

This article describes the experimental evaluation of the wind-induced dynamic effects on a telecommunications tower based on a continuous monitoring system. Monte da Virgem telecommunications tower consists in a reinforced concrete shaft and a steel mast, with a total height of 177 m. The monitoring system includes accelerometers, anemometers and a meteorological station, allowing the characterization of the maximum accelerations of the structure and wind regimes during a period of 6 months. The analysis of the results enabled identifying specific events, denominated as extraordinary events, for which the dynamic response of the tower under wind actions appears significantly amplified due to wind aeroelastic instability phenomena in the steel mast. The automatic identification of the extraordinary events was based on the application to the acceleration's records of an autoregressive model (AR) and estimation of its optimal order number based on a singular value decomposition (SVD). The results proved the robustness and efficiency of the proposed technique in identifying the number, duration and maximum amplitude of accelerations associated to the extraordinary events, envisaging its potential integration in Structural Health Monitoring (SHM) systems.

Keywords: Telecommunication tower / Continuous monitoring system / Extraordinary events / Autoregressive model / Singular value decomposition

Diogo Ribeiro

Professor Adjunto
CONSTRUCT-LESE, Instituto Superior de Engenharia do Porto
Porto, Portugal
drr@isep.ipp.pt

Jorge Leite

Investigador / Engenheiro Civil
CONSTRUCT-LESE, Instituto Superior de Engenharia do Porto
Porto, Portugal
jleite.eng@gmail.com

Rui Calçada

Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
ruiabc@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.

RIBEIRO, D. [et al.] – Avaliação experimental dos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento na torre de telecomunicações do Monte da Virgem baseada em modelos autorregressivos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 101-114.

1 Introdução

Nas últimas décadas, a aplicação de sistemas SHM a edifícios altos e torres de telecomunicações permitiu melhorar significativamente as suas condições de segurança e de operacionalidade [1]. Neste tipo de estruturas, os indicadores de desempenho contruídos a partir das respostas medidas através dos sistemas SHM têm sido utilizados em diferentes aplicações: a) na identificação de danos, possibilitando a otimização das operações de inspeção e manutenção, b) na avaliação das condições de operacionalidade das estruturas, sobretudo no que diz respeito a fenómenos de vibrações excessivas, e as suas consequências para o conforto, saúde e segurança dos utilizadores, segurança dos equipamentos e também ao nível da qualidade da comunicação e transmissão de sinal, e c) na avaliação do desempenho estrutural sob cenários de ações extraordinárias.

Breuer *et al.* [2] realizaram ensaios dinâmicos na torre de televisão de Estugarda, na Alemanha, que possibilitaram a medição dos deslocamentos no topo da torre causados pela ação do vento e pela influência combinada da radiação solar e da variação diária da temperatura do ar, durante diferentes estações do ano e condições climáticas. Os resultados dos ensaios demonstraram que os valores do deslocamento, assim como o valor frequência fundamental da torre (0,19 Hz), eram idênticos aos valores estimados experimentalmente 50 anos antes, revelando que a condição estrutural permanece inalterada.

Beirrow e Osterrieder [1] realizaram investigações experimentais na torre de televisão de Cottbus, na Alemanha, que contribuíram para um melhor conhecimento acerca dos fenómenos de vibrações excessivas induzidas pelo vento, e a sua influência na manutenção da estrutura. As vibrações excessivas da torre, em algumas situações da ordem de 3 m/s², e detetadas por intermédio de vários geofones posicionados ao longo do fuste em betão, foram associadas ao desprendimento de vórtices na antena metálica localizada na parte superior da torre. O estudo permitiu ainda a avaliação do conforto do pessoal técnico durante os eventos de vibração da torre, classificado de satisfatório, e viabilizou o aumento da sua capacidade de transmissão, por intermédio do aumento do número de plataformas externas, mesmo durante ocorrência de fenómenos de vibração excessiva.

Chen *et al.* [3] e Guo *et al.* [4] realizaram medições contínuas das vibrações ambientais da torre de televisão de Guangzhou, na China, com o objetivo de caracterizar o seu comportamento dinâmico em condições de normal operação. Com base nas acelerações medidas em diferentes locais ao longo da altura da torre, o sistema SHM detetou com sucesso vários tipos de eventos extraordinários nomeadamente relacionados com a ocorrência de sismos, ventos fortes e tufões. O desempenho da torre sob a ação de tufões foi considerado satisfatório considerando um intervalo de confiança de 90% em relação ao limite regulamentar.

Relativamente às metodologias de identificação de eventos extraordinários, a maioria dos autores omite ou fornece poucos detalhes acerca da sua implementação computacional e aplicação, no entanto, de entre os poucos estudos disponíveis são utilizadas geralmente ferramentas semiautomáticas ou manuais, que requerem a intervenção de um utilizador, com limitações ao nível do tempo de

processamento de dados, e por isso com dificuldades na integração em sistemas SHM. Neste contexto assume especial importância o desenvolvimento de metodologias automáticas de identificação de eventos extraordinários que permitam, por exemplo, o registo sistemático do número de eventos, da sua duração e dos valores das amplitudes máximas das acelerações, ao longo de períodos alargados de tempo e com a possibilidade de emissão de avisos e alarmes. Neste âmbito, importa ainda salientar a escassez de estudos experimentais que reportem cenários de amplificação da resposta dinâmica das estruturas devidos a fenómenos de instabilidade aeroelástica sob ação do vento, sobretudo em condições de normal operacionalidade das estruturas.

O presente artigo visa a caracterização da resposta dinâmica de uma torre de telecomunicações sob da ação do vento com base num sistema de monitorização contínua, complementado com um ensaio de vibração ambiental. O sistema de monitorização contínua possibilitou a caracterização das acelerações máximas da estrutura e dos regimes de vento atuantes durante um período de 6 meses. O processamento automático dos dados experimentais possibilitou a identificação automática de eventos extraordinários, associados a níveis de aceleração elevados da estrutura, com base num modelo autorregressivo (AR) e na estimativa do seu número de ordem ótimo a partir de uma decomposição de valores singulares (SVD). Esta técnica inovadora permitiu de uma forma precisa e eficiente registar o número, a duração e as acelerações máximas dos

eventos extraordinários ocorridos ao longo do período de medição, demonstrando potencialidades para a sua integração num sistema SHM.

2 A torre de telecomunicações do Monte da Virgem

A torre de telecomunicações do Monte da Virgem é uma torre de transmissão construída pela Teledifusora de Portugal (atual Altice) no ano de 1995 e localizada em Vila Nova de Gaia, no norte de Portugal. A estrutura da torre é composta por um fuste de betão armado com 126 m de altura, e uma torre metálica de 51 m de altura, perfazendo uma altura total de 177 m, constituindo a mais alta estrutura do género existente em Portugal (Figura 1a) [5].

O fuste de betão armado apresenta a forma de um hiperboloide, com uma secção circular oca, e um diâmetro variável entre 14,3 m, junto à base, e 7,7 m no topo. A fundação do fuste é do tipo direto e a sua base está localizada a 3,5m de profundidade em relação à cota do terreno. O fuste é dotado de cinco pisos técnicos, formados por uma laje em consola em betão pré-esforçado (Figura 1c). No interior do fuste existe uma caixa de elevadores e uma escada metálica, que se apoiam em perfis metálicos, distribuídos intercaladamente ao longo da altura do fuste, e por sua vez ligados a consolas metálicas fixadas na parede (Figura 1d).

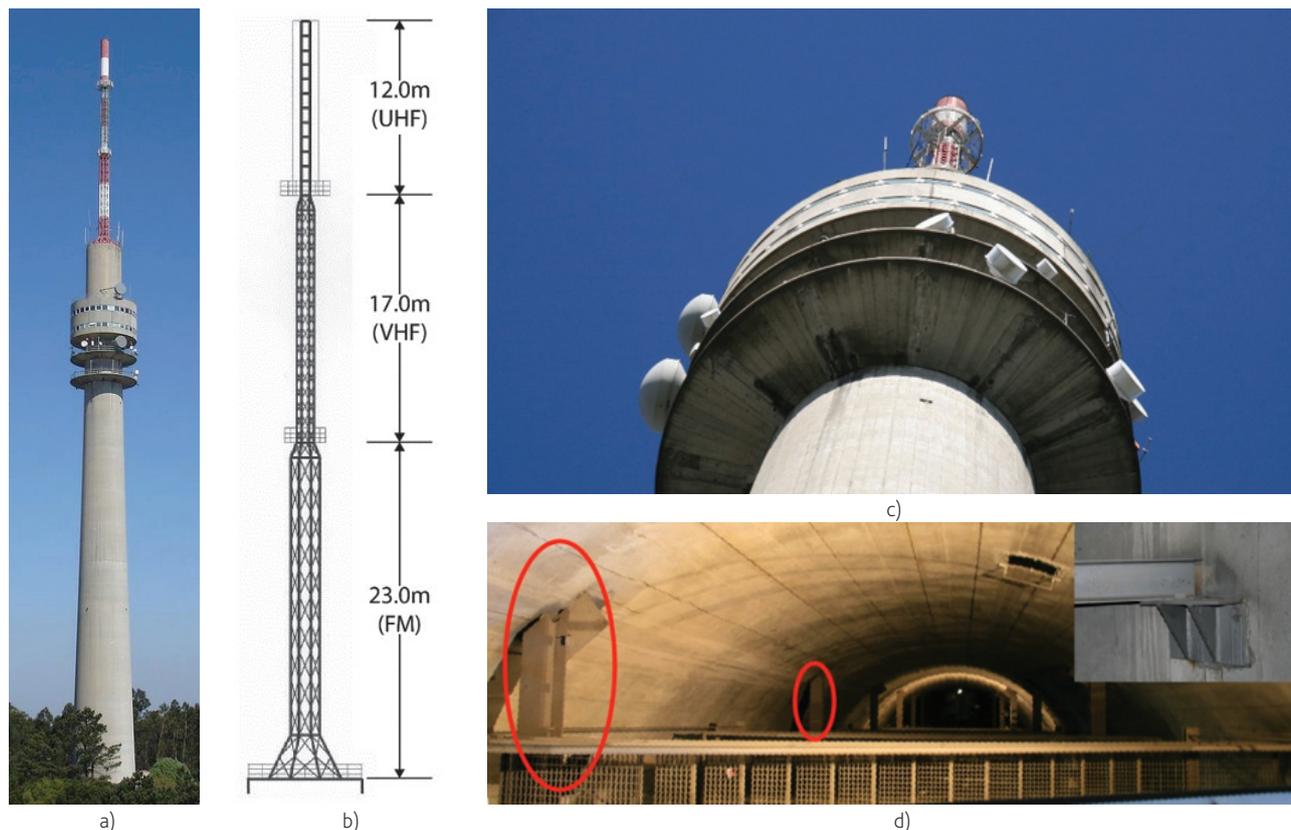


Figura 1 Torre de telecomunicações do Monte da Virgem: a) vista geral; b) torre metálica; c) pisos técnicos; d) vista de topo das vigas de travamento da parede do fuste e pormenor do apoio

A torre metálica é constituída por uma treliça espacial de barras metálicas e formada por três troços ao longo da sua altura (Figura 1b). O primeiro troço, para montagem do sistema de transmissão FM, tem 23 m de altura e uma dimensão transversal máxima de cerca de 2,20 m. O segundo troço, para montagem do sistema de transmissão VHF, apresenta 17 m de altura e uma dimensão transversal máxima de cerca de 1,20 m. O terceiro e último troço, para montagem do sistema de transmissão UHF, tem 12 m de altura e uma secção transversal quadrada de 0,64 m de lado, e está envolvido por uma manga cilíndrica, de secção circular e em polyester, de 1,80 m de diâmetro e com uma massa de 2 t. A torre tem uma base em forma octogonal e é fixada ao fuste de betão por intermédio de chumbadouros. A transição da torre metálica para o fuste é realizada por meio de uma laje de betão.

3 Ensaio de vibração ambiental

O ensaio de vibração ambiental teve como objetivo a identificação das propriedades modais da torre, em particular as frequências naturais e os modos de vibração.

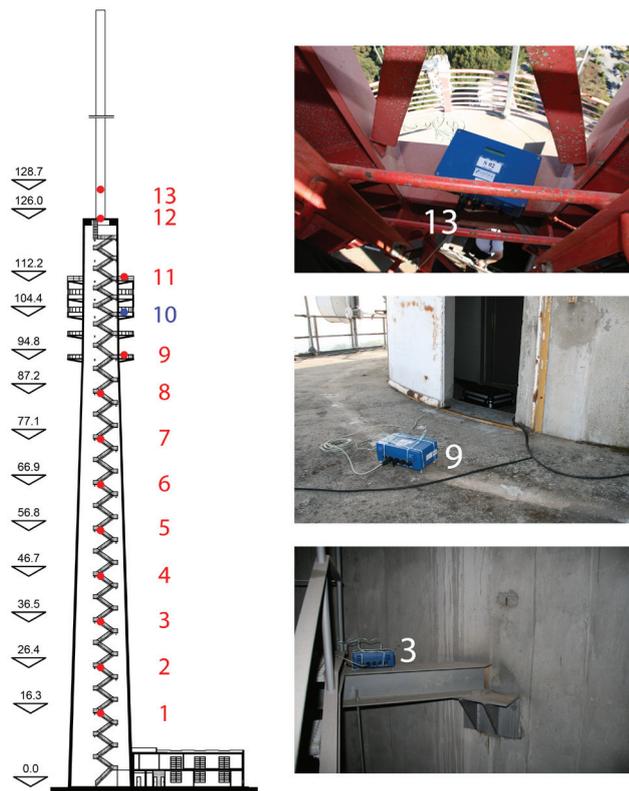


Figura 2 Ensaio de vibração ambiental: posicionamento dos sismógrafos e detalhes das posições 3, 9 e 13

O ensaio foi realizado com recurso a uma técnica com um ponto de referência fixo e pontos de medição móveis, envolvendo a utilização de 2 sismógrafos da marca GeoSIG, modelo GMS Plus+, munidos de acelerómetros triaxiais do tipo force-balanced. Os sismógrafos possuem uma gama de medição de $\pm 0,5$ g, sensibilidade igual a

2,5 V/g, uma frequência de aquisição de 200 Hz e um sistema de sincronização por GPS.

As acelerações foram medidas segundo duas direções radiais e ortogonais entre si, em correspondência com as direções Norte-Sul (N-S) e Este-Oeste (E-O), tendo sido instrumentados 13 pontos de medição: doze localizados no fuste de betão e um situado na torre metálica, conforme esquematizado na Figura 2.

O ensaio envolveu 12 configurações experimentais baseadas num ponto de referência fixo localizado no pavimento do piso técnico à cota 104,4 (ponto 10). Os pontos de medição móveis do fuste foram posicionados sobre as vigas metálicas de travamento (pontos 1 a 8), devido à impossibilidade de aceder diretamente à parede do fuste, e no pavimento dos pisos técnicos (pontos 9, 11 e 12). O ponto de medição móvel localizado na torre metálica foi posicionado a aproximadamente 4 m acima da sua base (ponto 13). A limitação do acesso a pontos da torre metálica localizados a cotas superiores prendeu-se com razões de segurança e devido a interferências eletromagnéticas no equipamento de medição causadas pela proximidade dos emissores dos sinais rádio. Na Figura 2 são apresentados os detalhes do posicionamento dos sismógrafos nos pontos de medição 3, 9 e 13.

A identificação dos parâmetros modais foi realizada por aplicação da versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD) [6], com recurso ao programa comercial ARTeMIS [7]. Na Figura 3 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais, obtidas por aplicação do método EFDD, e considerando os registos de acelerações obtidos em duas direções ortogonais (N-S e E-O). Foram identificados 6 modos de vibração associados à torre em correspondência com os 6 picos assinalados nas curvas do primeiro valor singular. Adicionalmente, a análise das curvas do primeiro e segundo valores singulares permitiu identificar a existência de modos duplos (1-1a, 2-2a, 3-3a e 4-4a), isto é, pares de modos de vibração com valores idênticos de frequências naturais, configurações modais semelhantes, mas ocorrendo em direções ortogonais. A existência de modos duplos é justificada pelo facto de a torre ser uma estrutura axissimétrica. Os modos de vibração 1a, 2a, 3a e 4a estão associados à direção N-S enquanto os modos 1 a 6 estão associados à direção E-O.

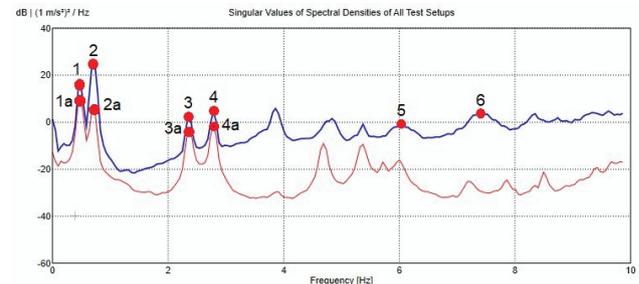


Figura 3 Método EFDD - valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros

Na Figura 4 são ilustrados os valores médios das frequências e as correspondentes configurações modais da torre obtidos com base nas curvas de valores singulares. O desvio-padrão das frequências é

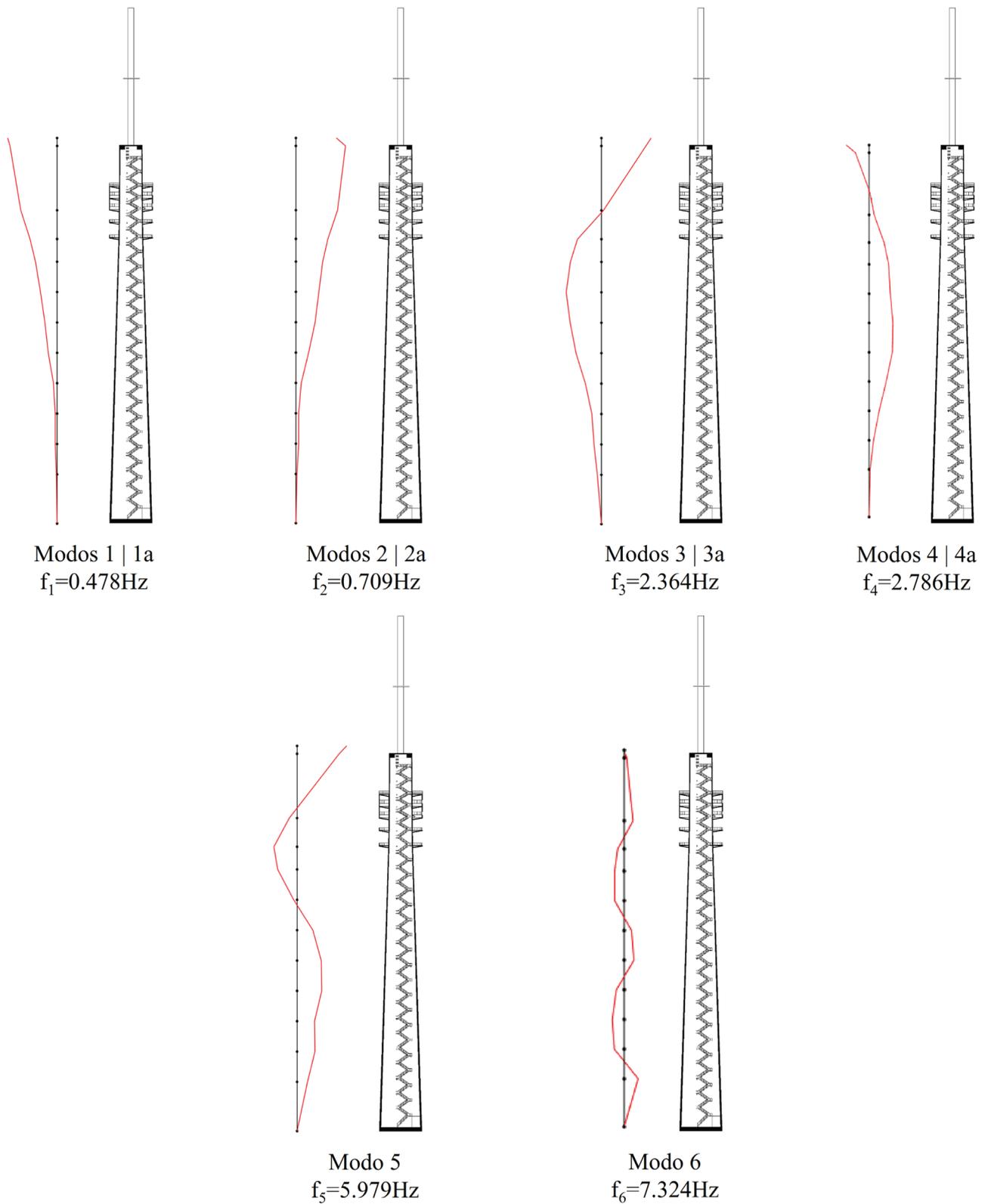


Figura 4 Parâmetros modais experimentais

inferior a 0,002 Hz em todos os modos de vibração identificados. Os constrangimentos nas medições na torre metálica condicionaram a representação das suas configurações modais que foram caracterizadas em um único ponto.

A análise das configurações permite identificar movimentos associados à flexão da estrutura. A distinção entre os modos 1 e 2 foi possível graças à informação modal recolhida no ponto de medição localizado na torre metálica. Esta informação possibilitou escalar os movimentos da torre em relação aos movimentos do fuste em betão, permitindo compreender que o modo 1 envolve movimentos do fuste enquanto o modo 2 é um modo de flexão local da torre metálica com repercussões nos movimentos do fuste, uma vez que ambas as subestruturas estão ligadas do ponto de vista estrutural. O mesmo se verifica com os modos 3 e 4, em que o modo 3 envolve movimentos do fuste, enquanto o modo 4 é um modo local da torre metálica. Os modos 5 e 6 envolvem sobretudo movimentos de flexão do fuste de betão.

4 Sistema de monitorização contínua

4.1 Descrição

O sistema de monitorização instalado na torre do Monte da Virgem tem como objetivo a caracterização das acelerações máximas da estrutura e dos regimes de vento atuantes.

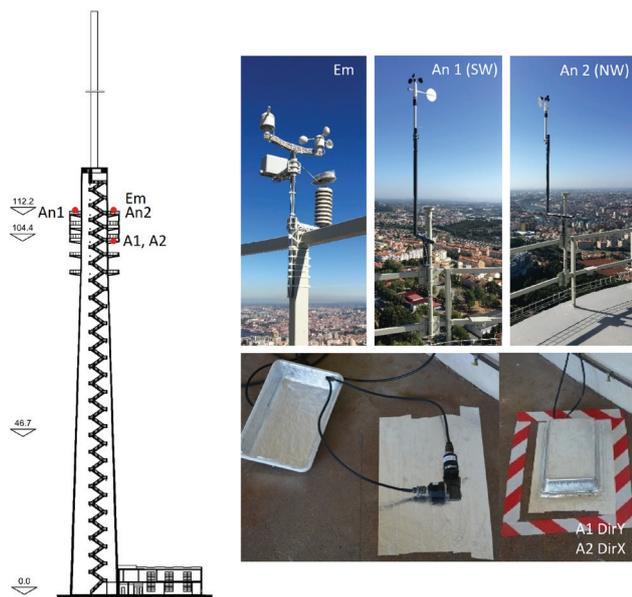


Figura 5 Sistema de monitorização contínua: posicionamento dos sensores

Para o efeito, foram instalados na torre 2 acelerómetros piezoelétricos, marca PCB modelo 393B12, 2 anemómetros, marca VAISALA modelo WM302, e uma estação meteorológica PCE-FWS-20 (Figura 5). Os acelerómetros foram posicionados à cota 104,4 (acelerómetros A1 e A2), fixos diretamente ao pavimento, e protegidos das radiações eletromagnéticas por intermédio de

uma caixa protetora em alumínio. Os anemómetros (An1 e An2) e a estação meteorológica (Em) foram instalados no piso exterior à cota 112,2 e em posições distintas, nomeadamente sudoeste (SW), noroeste (NW) e norte (N), e fixos ao guarda corpos por intermédio de estruturas auxiliares ou diretamente com abraçadeiras metálicas. A localização dos anemómetros foi definida de modo a minimizar as perturbações nas medições devidas aos efeitos turbulentos da ação do vento, por influência da geometria da torre. Esta decisão foi suportada com base num modelo numérico calibrado da torre e em análises de dinâmica computacional de fluidos (CFD) [8].

A aquisição dos sinais provenientes dos acelerómetros e anemómetros foi realizada através de um sistema de aquisição de dados cDAQ-9172 da National Instruments, por meio de módulos de entrada analógica, NI 9233 e NI 9205, respetivamente. Este sistema liga a um computador, através de um protocolo USB, que por sua vez está ligado à Web através de um router. A estação meteorológica transmite os dados através de um protocolo sem fios a um recetor local, que por sua vez envia a informação para o computador via protocolo USB.

4.2 Resultados

Com base na análise dos registos em acelerações medidos na estrutura durante um período de 6 meses, de 1 de agosto de 2017 a 31 de janeiro de 2018, foram identificados dois tipos de eventos, designados de eventos correntes e de eventos extraordinários.

Os eventos correntes estão relacionados com ocorrências frequentes, que ocorrem na grande maioria do tempo de vida da estrutura, e onde os picos máximos das acelerações variam entre 1,0 mg e 5,0 mg. A título exemplificativo, são apresentados nas Figs. 6 e 7 os registos de acelerações típicos de dois eventos correntes (C1 e C2), incluindo os correspondentes auto espetros médios e normalizados entre DC e 5 Hz, e os registos da direção e velocidade do vento.

O evento C1 retrata uma ocorrência típica do período diurno, onde o vento é predominantemente oriundo de Norte, com muito ligeira variação de direção, e com uma velocidade variável entre 10 km/h e 35 km/h. O conteúdo em frequência da resposta dinâmica da estrutura distribui-se numa gama de frequências entre DC e 5 Hz, com preponderância para os modos de vibração 1 e 2, correspondentes à flexão do fuste e da torre metálica respetivamente.

Por sua vez, o evento C2 retrata uma ocorrência típica do período noturno, onde o vento é predominantemente oriundo de Sul, com variação de direção geralmente pouco pronunciada, e com uma velocidade variável entre 10 km/h e 30 km/h. O conteúdo em frequência da resposta dinâmica da estrutura, à semelhança do evento anterior, também se distribui numa banda de frequências entre DC e 5 Hz.

Os eventos extraordinários estão relacionados com ocorrências de menor frequência, associadas a uma amplificação da resposta dinâmica, e onde os picos máximos das acelerações variam entre 5,0 mg a 15,0 mg. A título exemplificativo, são apresentados nas Figuras 8 e 9 os registos de acelerações típicos de dois eventos extraordinários (E1 e E2), incluindo os correspondentes auto espetros médios e normalizados entre DC e 5 Hz, e os registos da direção e velocidade do vento. São ainda apresentados detalhes de ambos os registos de acelerações para um intervalo de tempo de 10 s.

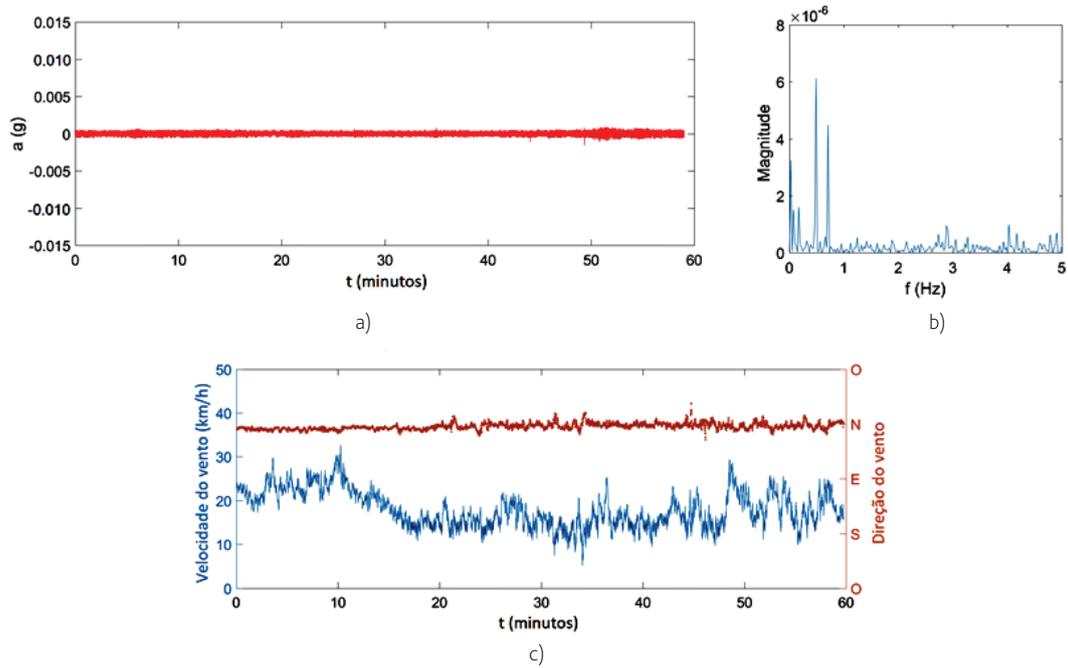


Figura 6 Evento corrente C1: a) registo de acelerações, b) auto espectro médio e normalizado das acelerações, e c) registo da velocidade e direção do vento

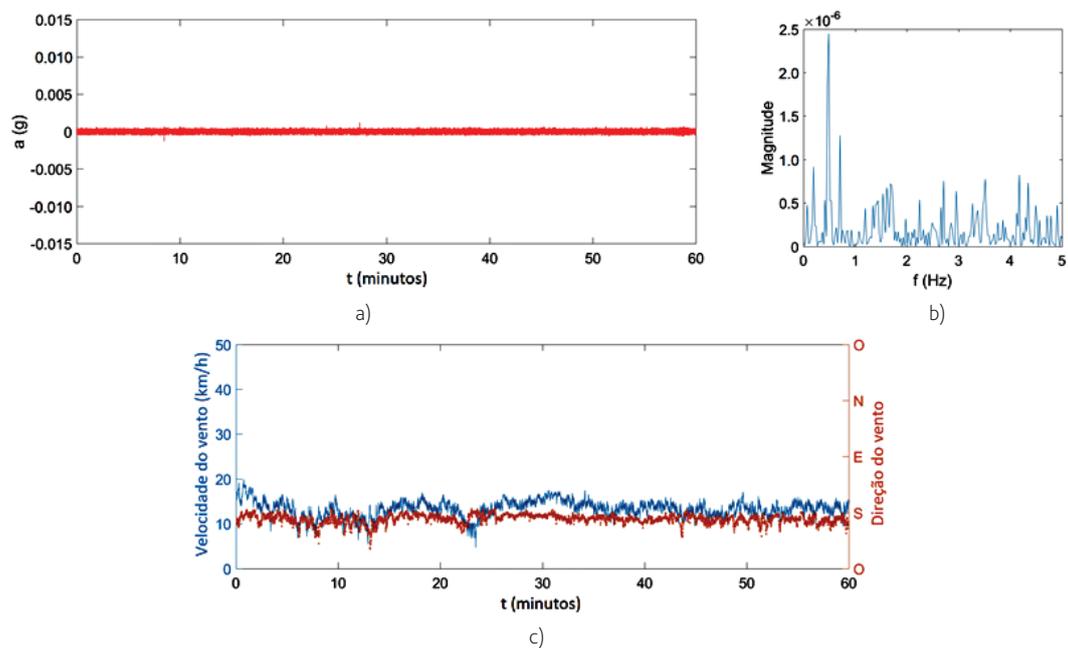


Figura 7 Evento corrente C2: a) registo de acelerações, b) auto espectro médio e normalizado das acelerações, e c) registo da velocidade e direção do vento

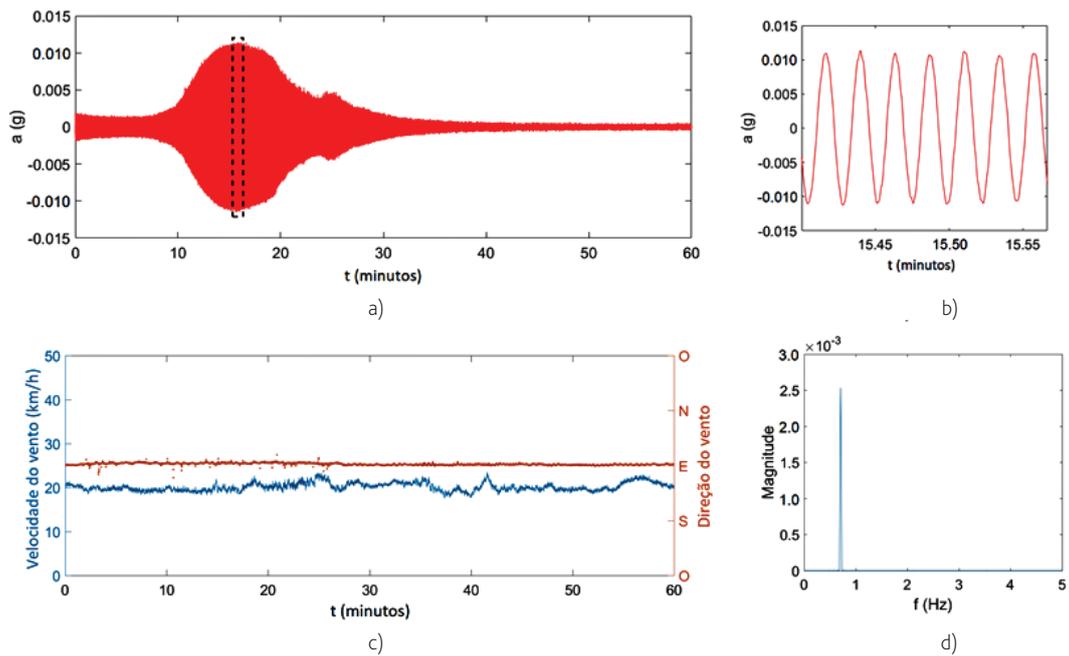


Figura 8 Evento extraordinário E1: a) registo de acelerações, b) detalhe do registo de acelerações durante 10s, c) registo da velocidade e direção do vento, e d) auto espetro médio e normalizado das acelerações

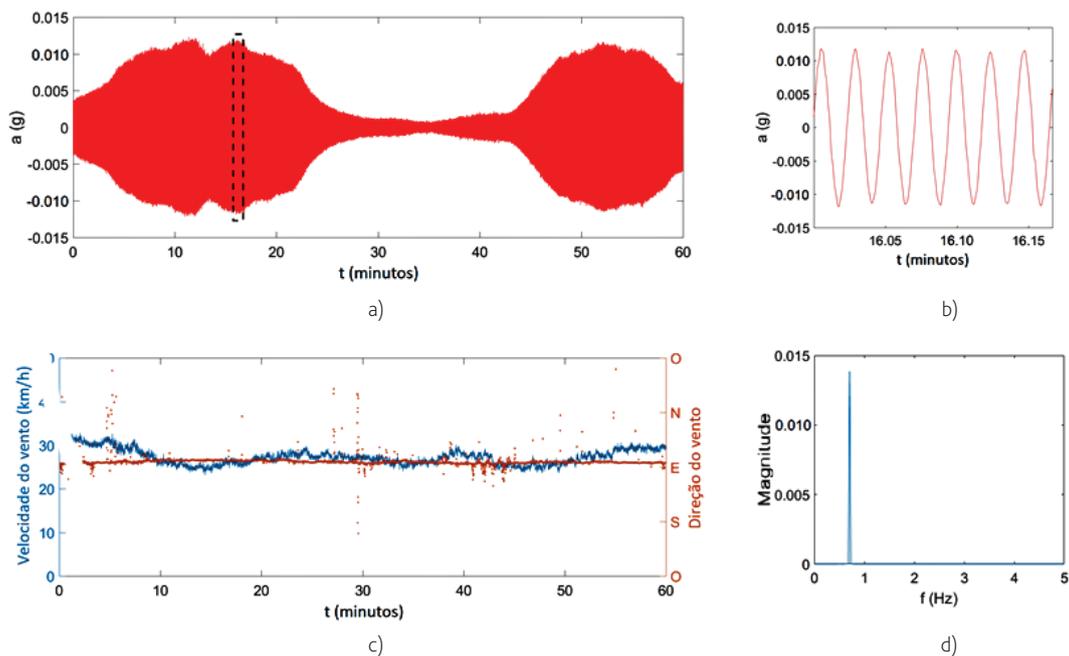


Figura 9 Evento extraordinário E2: a) registo de acelerações, b) detalhe do registo de acelerações durante 10s, c) registo da velocidade e direção do vento, e d) auto espetro médio e normalizado das acelerações

A observação das figuras permite constatar que a ocorrência de eventos extraordinários está geralmente associada a vento oriundo de Este, praticamente sem variação de direção, e com velocidades aproximadamente constantes e situadas no intervalo entre 20 km/h e 35 km/h. O conteúdo em frequência da resposta dinâmica da estrutura apresenta o contributo único do modo de vibração 2 ($f_2 = 0,709$ Hz) associado à flexão da torre metálica e com repercussões nos movimentos do fuste, uma vez que ambas as subestruturas estão ligadas do ponto de vista estrutural.

4.3 Análise da estabilidade aeroelástica sob ação do vento

A estabilidade aerodinâmica da torre metálica quanto solicitada pela ação do vento é essencialmente condicionada pelo involucro cilíndrico que envolve o troço UHF, na sua extremidade superior. Da interação entre o escoamento do vento com um corpo cilíndrico pode resultar, em algumas situações, e a jusante do corpo, a formação de uma zona de escoamento turbulento, fortemente perturbada, denominada estrada de von Kármán, e caracterizada pela distribuição organizada de pares de vórtices desfasados que se libertam da superfície do corpo [9]. A libertação alternada de vórtices, de um lado e outro do cilindro, modifica a distribuição de pressões em seu redor, gerando uma força transversal oscilante com a mesma frequência a que se libertam os vórtices. Os fenómenos de instabilidade aeroelástica ocorrem quando os movimentos induzidos, ou as forças aplicadas, conduzem ao aumento da amplitude do movimento. Nestas circunstâncias a frequência de libertação dos vórtices (f) é próxima da frequência natural do corpo (neste caso f_2) e as oscilações deste tornam-se de grande amplitude, condições ditas ressonantes, em que $f (= f_2)$ se mantém constante mesmo que U aumente, sendo a libertação de vórtices controlada pelo próprio movimento do corpo. Na Figura 10 apresenta-se a ilustração deste fenómeno denominado de *lock-in*.

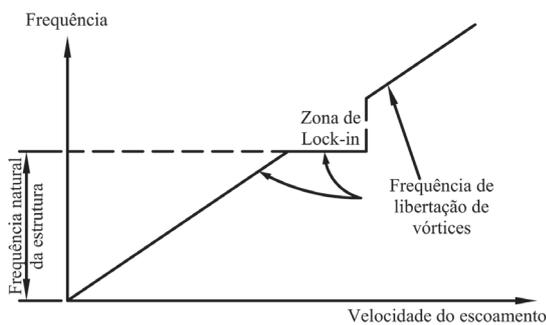


Figura 10 Variação da frequência de libertação de vórtices com a velocidade do vento e zona de *lock-in*

A caracterização dos fenómenos de instabilidade aeroelástica é realizada, de forma aproximada, com base num parâmetro adimensional, o número de Strouhal (St) que envolve os valores característicos da velocidade do escoamento (U), do diâmetro do cilindro (D) e da frequência de libertação dos vórtices (f):

$$St = \frac{fD}{U} \quad (1)$$

Considerando que $f = f_2 = 0,709$ Hz, $D = 1,8$ m e que para cilindros de secção circular o número de Strouhal toma o valor de 0,20 [9], resulta que a velocidade crítica do vento para a torre metálica é aproximadamente igual a 23,0 km/h.

5 Identificação automática de eventos extraordinários

5.1 Metodologia

A metodologia de identificação automática de eventos extraordinários tem como objetivo a quantificação do número de eventos, e da correspondente duração, além do valor máximo da amplitude da aceleração. Na Figura 11, ilustra-se, esquematicamente, os passos de aplicação da metodologia desenvolvida para a identificação automática de eventos extraordinários. A metodologia proposta assenta num modelo autorregressivo (AR) e na estimativa do seu número de ordem ótimo a partir de uma decomposição de valores singulares (SVD) [10]. A técnica SVD tem a vantagem de não requerer o conhecimento prévio dos coeficientes do modelo autorregressivo para as várias ordens do modelo, e por isso, é geralmente mais eficiente do ponto de vista computacional comparativamente a outras técnicas que o requerem, como é o caso da AIC (critério de informação de Akaike), PAF (função de autocorrelação parcial) e RMS (raiz do erro quadrático médio). Detalhes adicionais acerca da formulação matemática dos modelos autorregressivos e da decomposição em valores singulares são descritos em Farrar e Worden [11].

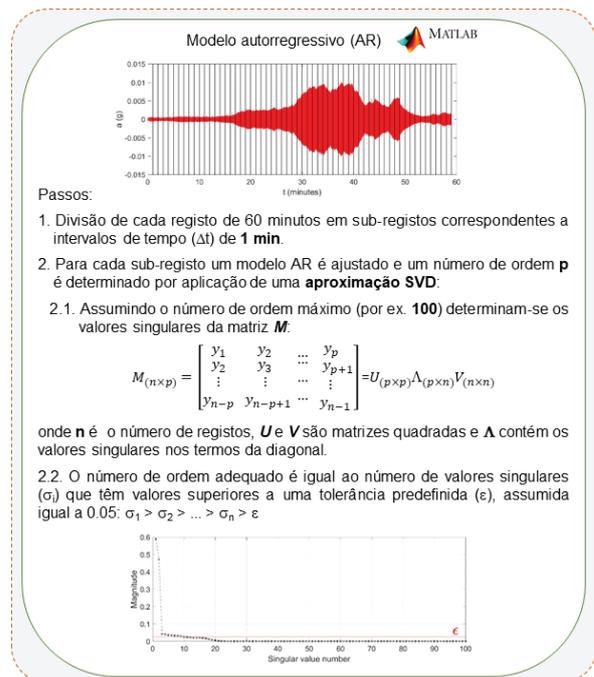


Figura 11 Metodologia de identificação automática de eventos extraordinários

A definição de limites para os números de ordem do modelo autorregressivo, especificamente para a classificação de eventos em correntes ou extraordinários, foi baseada numa avaliação preliminar do número de ordem ótimo de 23900 sub-registos, cada um com 1 min de duração, no período entre 15 e 31 de outubro de 2017, conforme apresentado na Figura 12.

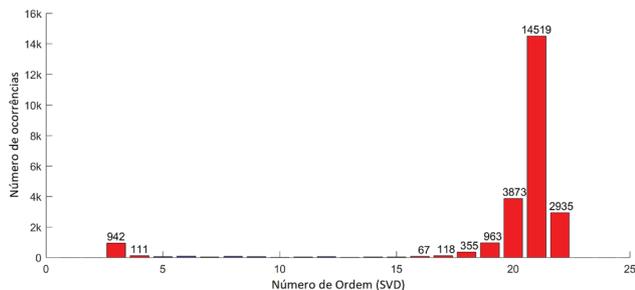


Figura 12 Número de ordem ótimo do modelo AR dos sub-registos de aceleração no período entre 15 e 31 de outubro de 2017

A observação do histograma permite identificar dois clusters principais, um relacionado com os eventos extraordinários, associado a números de ordem baixos, geralmente menores que 5, e outro relacionado a eventos correntes, associado a números de ordem mais altos, tipicamente entre 15 e 25.

5.2 Aplicação

Na Figura 13 apresenta-se o resultado da aplicação da metodologia de identificação de eventos extraordinários com base em dois eventos registados no período de análise e selecionados aleatoriamente (eventos E3 e E4). Na figura, apresenta-se, além dos registos temporais de acelerações, com a duração de 60 min, os histogramas que reúnem os valores dos números de ordem do modelo autorregressivo correspondentes a cada sub-registo, além da identificação do limite para o número de ordem 5.

No registo apresentado na Figura 13a foi identificado um evento extraordinário com a duração de 19 min e com uma amplitude máxima de vibração igual a 6,6 mg. No caso do registo apresentado na Figura 13b foram identificados três eventos extraordinários com as durações de 15 min, 18 min e 20 min, a que correspondem amplitudes máximas de vibração iguais a 7,4 mg, 8,7 mg e 11,2 mg respetivamente.

Nas Figs. 14 e 15 apresentam-se os resultados da identificação de eventos extraordinários com base nos registos de acelerações recolhidos durante um período de 6 meses, que decorreu de

1 de agosto de 2017 a 31 de janeiro de 2018. Na Figs. 14a e 14b ilustram-se os valores máximos das acelerações dos eventos extraordinários identificados, em mg, enquanto nas Figs. 15a e 15b as correspondentes durações temporais, em min. No caso de existir mais de um evento extraordinário no período de 1 hora a duração dos eventos refere-se à soma da duração de cada um dos eventos identificados.

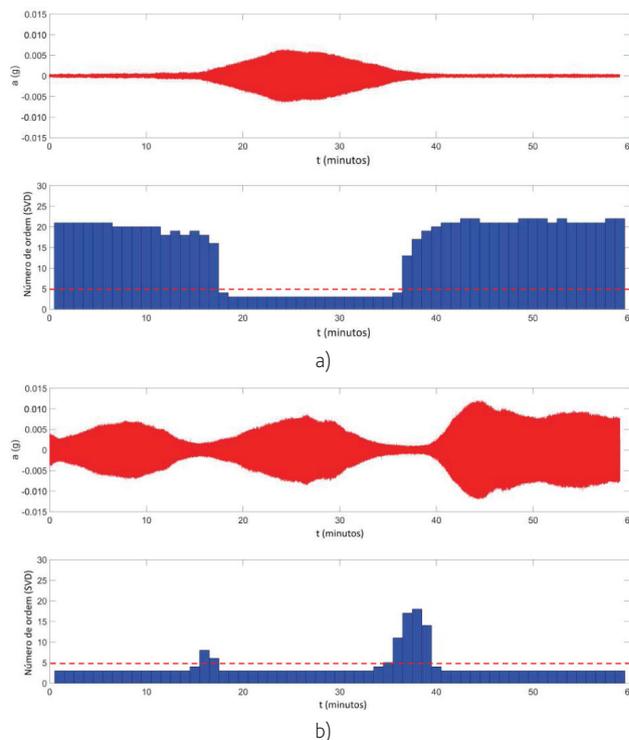
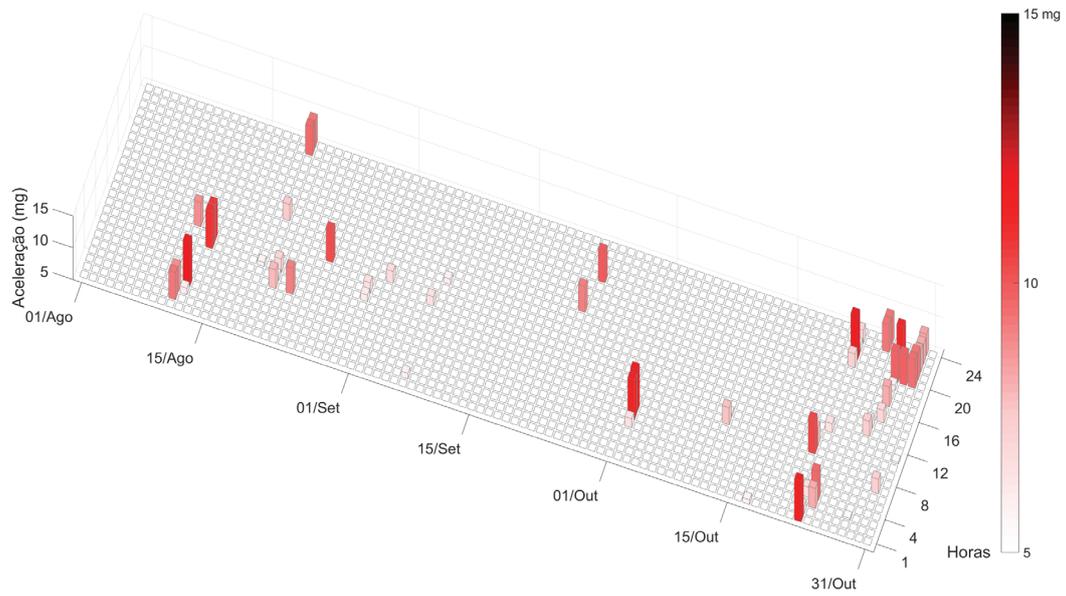
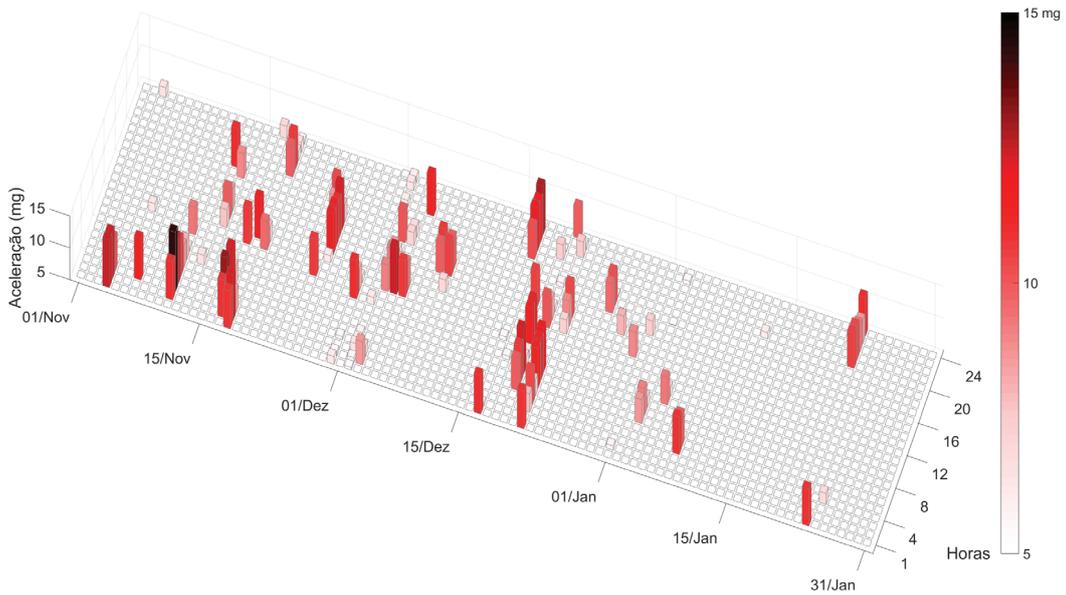


Figura 13 Aplicação da metodologia de identificação de eventos extraordinários: a) evento E3, b) evento E4

No período em análise foram identificados 258 eventos extraordinários sendo que aceleração máxima registada foi de 14,4 mg. A duração total dos eventos foi de 6359 min, aproximadamente 2,4 % do período de tempo das medições. Importa também notar que a maioria dos eventos extraordinários, cerca de 70%, decorreu em período noturno, entre as 20h00-07h00, enquanto que cerca de 30% decorreram em período diurno, entre as 08h00-20h00. A distribuição dos eventos extraordinários pelos meses analisados revelou que o mês onde foi registado o maior número de eventos foi dezembro, enquanto que o mês de setembro registou o menor número de eventos.

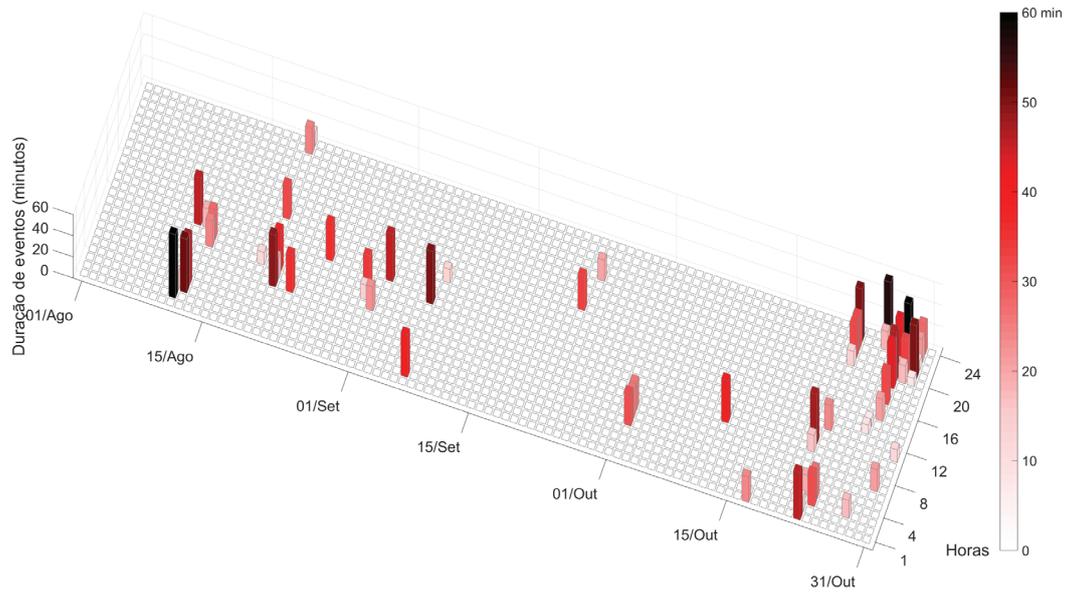


a)

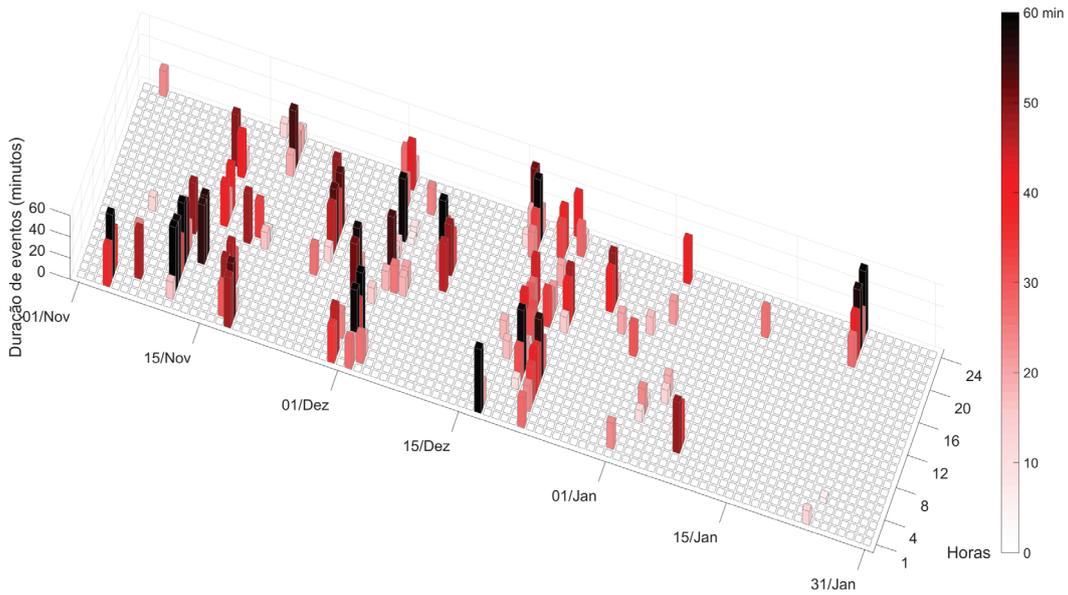


b)

Figura 14 Valores das acelerações máximas dos eventos extraordinários no intervalo 5-15 mg: a) período 1 agosto a 31 outubro 2017; b) período 1 novembro 2017 a 31 janeiro 2018



a)



b)

Figura 15 Duração dos eventos extraordinários no intervalo 0-60 min: a) período 1 agosto a 31 outubro 2017; b) período 1 novembro 2017 a 31 janeiro 2018

6 Conclusões

No presente artigo foi apresentada a avaliação dos efeitos dinâmicos da ação do vento na torre de telecomunicações do Monte da Virgem com base num sistema de monitorização contínua.

A campanha experimental da torre envolveu a realização de um ensaio de vibração ambiental, com vista à identificação das frequências naturais e modos de vibração, e a medição contínua das acelerações, e da velocidade e direção do vento, por meio de um sistema de monitorização contínua, instalado na torre durante um período de 6 meses.

O ensaio de vibração ambiental permitiu a identificação de 6 modos de vibração da estrutura, envolvendo sobretudo movimentos de flexão do fuste em betão e da torre metálica, com frequências compreendidas entre os 0,478 Hz e 7,324 Hz.

O sistema de monitorização contínua possibilitou a identificação de eventos extraordinários associados a fenómenos de amplificação da resposta dinâmica da estrutura com valores máximos da aceleração compreendidos entre 5 mg e 15 mg, e associados a um importante contributo do modo de vibração local associado aos movimentos da torre metálica, com repercussões nos movimentos do fuste de betão. Os eventos extraordinários ocorrem sobretudo para regimes de vento oriundos de Este, praticamente sem variação de direção, e para velocidades aproximadamente constantes ao longo do tempo e situadas no intervalo entre 20 km/h e 35 km/h. No entanto, a existência destas condições específicas de velocidade e direção do vento não é condição suficiente para a ocorrência de eventos extraordinários. Essa constatação é ainda uma questão em aberto e faz parte dos trabalhos de pesquisa em curso.

Os efeitos de ressonância observados parecem estar relacionados com fenómenos de instabilidade aeroelástica da torre metálica, nomeadamente devido ao desprendimento alternado de vórtices no cilindro do troço UHF. A análise da instabilidade aeroelástica foi realizada, de forma aproximada, com base no número de Strouhal, que para cilindros de secção circular toma o valor de 0,20, resultando uma velocidade crítica do vento igual a 23 km/h, e que poderá estender-se para velocidades superiores em virtude do fenómeno de lock-in. Este valor enquadra-se na gama de velocidades identificadas experimentalmente como estando associadas à ocorrência dos eventos extraordinários.

A metodologia desenvolvida para a identificação automática de eventos extraordinários baseou-se na aplicação aos registos de acelerações de um modelo autorregressivo (AR), e na estimativa do seu número de ordem ótimo a partir de uma decomposição de valores singulares (SVD). A metodologia demonstrou eficiência e robustez na quantificação do número de eventos, e da sua duração e máxima amplitude. Ao longo de um período de 6 meses foram identificados 258 eventos extraordinários, com a duração total de 6359 min, sendo a aceleração máxima registada igual a 14,4 mg. Os eventos extraordinários ocorreram tipicamente em período noturno e sobretudo nos meses de outubro, novembro e dezembro.

A informação recolhida e a metodologia desenvolvida neste estudo têm sido de especial importância para o dono da infraestrutura no âmbito da gestão otimizada das operações de inspeção e das intervenções de manutenção.

Como desenvolvimentos futuros ao presente trabalho importa ainda destacar o estudo da influência dos fenómenos de vibrações excessivas na estabilidade e segurança da estrutura, sobretudo ao nível do comportamento à fadiga dos elementos de ligação da torre metálica com o fuste, além do estudo de um sistema de controlo das vibrações.

Agradecimentos

Os autores manifestam o seu agradecimento à Altice, em particular ao Eng. Jorge Garcia, por todas as informações fornecidas acerca da torre de telecomunicações do Monte da Virgem e pelo apoio nas campanhas experimentais.

Referências

- [1] Beirrow, B.; Osterrieder, P. – "Dynamic investigations of TV towers", *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, 1, 629–636, 2001.
- [2] Breuer, P.; Chmielewski, T.; Górski, P.; Konopka, E.; Tarczynski, L. – "The Stuttgart TV Tower — displacement of the top caused by the effects of sun and wind", *Engineering Structures*, 30, 2771–2781, 2008.
- [3] Chen, W. H.; Lua, Z. R.; Lin, W.; Chena, S. H.; Ni, Y. Q.; Xia, Y.; Liao, W. Y. – "Theoretical and experimental modal analysis of the Guangzhou New TV Tower", *Engineering Structures*, 33, 3628–3646, 2011.
- [4] Guo, Y.; Kareem, A.; Ni, Y.; Liao, W. – "Performance evaluation of Canton Tower under winds based on full-scale data", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 104–106, 116–128, 2012.
- [5] ENGIL – *Teledifusora de Portugal – torre do emissor do Porto*, Memória justificativa do dimensionamento e peças desenhadas, Lisboa, 1993.
- [6] Magalhães, F. – *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*, Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- [7] SVS, *ARTEMIS Modal 2018 – Academic license*, Release 5.3.1.3. SVS: Aalborg, Denmark, 2018.
- [8] Ribeiro, D.; Leite, J.; Pinto, N.; Costa, B.; Calçada, R. – "Avaliação experimental dos efeitos dinâmicos da ação do vento em uma torre de telecomunicações de elevada altura," *CILAMCE 2017*, Florianópolis, Brasil, 2017.
- [9] Simiu, E. – "Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design", *J. Wiley & Sons*, ISBN 0-471-12157-6, 1996.
- [10] Figueiredo, E.; Figueiras, J.; Park, G.; Farrar, C.; Worden, K. – "Influence of the autoregressive model order on damage detection", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 26, 225–238, 2011.
- [11] Farrar, C.; Worden, K. – "Structural Health Monitoring. A machine learning perspective", *Wiley*, 2013.

Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado

Seismic assessment of existing reinforced concrete buildings

Romain Ribeiro de Sousa
Alfredo Campos Costa
Aníbal Guimarães Costa

Resumo

A avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes tem como quadro de referência o Eurocódigo 8 – Parte 3. Tendo em conta que uma parte significativa do território nacional apresenta uma sismicidade moderada a baixa, a aplicação dos procedimentos definidos neste código conduz a análises demasiado complexas para a maioria dos edifícios existentes de pequeno a médio porte. Neste trabalho são propostos dois métodos expeditos que permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão armado sem recurso a modelos numéricos, apenas com base nas propriedades geométricas (Método I) e também mecânicas (Método II) dos pilares dos edifícios. Não obstante a simplicidade destes métodos, utilizaram-se no seu desenvolvimento análises probabilísticas de avaliação de segurança sísmica, aplicadas a um universo de estruturas representativas de uma fração relevante do parque habitacional português. Os métodos aqui propostos permitem assegurar idêntico nível de fiabilidade estrutural para diferentes graus de perigosidade sísmica em Portugal, com avaliações mais conservativas para métodos com graus de simplificação crescente.

Abstract

The Eurocode 8 – Part 3 establishes a framework for performing the assessment of the seismic safety of existing buildings. Given that a significant part of the national territory presents moderate to low seismicity, the application of the procedures defined in this code leads to overly complex analyses for most small to medium sized existing buildings. In this work two expeditious methods are proposed that allow the seismic safety assessment of reinforced concrete buildings without using numerical models, based only on the geometrical (Method I) and mechanical (Method II) properties of the building columns. In spite of the simplicity of these methods, probabilistic analyses of seismic safety assessment were applied to a universe of structures representative of a relevant fraction of the Portuguese housing stock. The methods proposed herein ensure identical level of structural reliability for different degrees of seismic hazard in Portugal, with more conservative evaluations for methods with increasing degree of simplification.

Palavras-chave: Edifícios existentes / Avaliação da segurança sísmica / Metodologias expeditas / Análise de fiabilidade estrutural

Keywords: Existing buildings / Seismic assessment / Simplified methods / Structural reliability analysis

Romain Ribeiro de Sousa

Bolseiro de Investigação LNEC-SPES
Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC
romain.r.sousa@ipleiria.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC
alf@lnec.pt

Aníbal Guimarães Costa

Professor Catedrático, RISCO
Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro
Ex-Presidente da SPES
agc@ua.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

SOUSA, R. R. [et al.] – Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 115-128.

Nota prévia

Este estudo foi realizado ao abrigo do Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes, de 2014, entre o LNEC e a SPES, com o objetivo de definir procedimentos alternativos expeditos que, não pretendendo substituir a aplicação da regulamentação existente para a totalidade dos edifícios, permitem avaliar a segurança sísmica de uma subclasse considerável de edifícios de forma mais conservativa comparativamente aos procedimentos regulamentares de referência. Os autores deste trabalho contaram com a colaboração dos professores João Azevedo, Luís Guerreiro, Xavier Romão, João Estêvão e Daniel Oliveira, do investigador do LNEC-Açores Francisco Fernandes e dos investigadores do LNEC José Manuel Catarino, Manuel Pipa, Paulo Candeias e António Correia.

No relatório do LNEC "Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes Baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural" [1], elaborado no âmbito do protocolo referido, apresenta-se uma descrição detalhada das diferentes fases do estudo desenvolvido, terminando com um exemplo de aplicação dos diferentes métodos a um edifício existente de betão armado e com uma avaliação do grau de aproximação dos resultados obtidos com os métodos expeditos propostos relativamente à metodologia de avaliação sísmica de referência definida na NP EN 1998-3 (2017) [2]. Este trabalho pretende divulgar os métodos expeditos, aconselhando-se a leitura do relatório do LNEC (a publicar brevemente) para o conhecimento da fundamentação desses métodos.

1 Disposições gerais

1.1 Objeto e campo de aplicação

O presente trabalho estabelece regras para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado. As disposições definidas neste trabalho não podem ser consideradas para efeitos de dimensionamento de elementos estruturais novos ou para o reforço de elementos estruturais existentes.

1.2 Enquadramento dos procedimentos de avaliação sísmica

A avaliação estrutural de edifícios de betão armado pode ser realizada através de 4 metodologias, Métodos I a IV, que apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade [1]. A escolha do método de avaliação a utilizar depende da classe de importância do edifício, das condições geotécnicas locais, da interação com edifícios adjacentes, do número de pisos e da regularidade estrutural.

Dos 4 métodos admissíveis, o Método III representa o método de avaliação de referência e correspondente à metodologia estabelecida na NP EN 1998-3 (2017) [2]. Os procedimentos e parâmetros dos Métodos I e II foram definidos de forma a que os resultados das

avaliações tendam a produzir resultados mais conservativos em relação ao método de referência da NP EN 1998-3 (2017) [2]. O estudo desenvolvido para a definição e calibração dos métodos pode ser consultado em [1].

A avaliação estrutural pode ainda ser realizada através do Método IV, que corresponde a uma análise explicitamente probabilística. Este método permite quantificar níveis de desempenho sísmico com maior precisão e detalhe, nomeadamente quanto ao nível de dano e operacionalidade expectável para diferentes níveis de intensidade sísmica.

Tendo em conta a complexidade das análises envolvidas no Método IV, a sua aplicabilidade é recomendada apenas a estruturas da Classe de Importância III ou IV, sendo sempre uma decisão a tomar pela entidade gestora de risco da estrutura. Dada a sua especificidade, os procedimentos associados a este método não são apresentados neste trabalho, estando descritos detalhadamente no Capítulo 3 de [1]. A Tabela 1 e a Figura 1 apresentam um resumo das principais características dos Métodos I, II e III bem como um fluxograma que descreve as principais etapas do procedimento de avaliação.

2 Critérios de aplicabilidade dos procedimentos de avaliação sísmica

A escolha dos métodos de avaliação admissíveis depende de 5 critérios, apresentados nas secções seguintes, e que são:

- Classe de importância;
- Número de pisos;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes;
- Condições geotécnicas locais.

2.1 Classe de importância dos edifícios

A classe de importância dos edifícios é definida de acordo com a Tabela 2, à imagem do que é estabelecido na NP EN 1998-1 (2010) [3]. Na coluna da direita são apresentados os métodos de avaliação propostos em função da classe de importância. O critério da classe de importância categoriza os edifícios de acordo com a sua relevância tendo em conta as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da importância para a segurança pública e para a proteção civil em situações de socorro e emergência após um sismo. Assim, são propostas avaliações por metodologias mais sofisticadas em função dessa relevância. Naturalmente, os métodos de avaliação mais sofisticados podem também ser usados para avaliar edifícios de classes de importância inferiores de forma a obter uma avaliação mais precisa e detalhada.

2.2 Número de pisos

A aplicabilidade dos Métodos I e II restringe-se apenas a edifícios que

não excedam 4 pisos e com área de implantação igual ou inferior a 400 m². Neste contexto, um piso é definido como cada um dos planos sobrepostos, acima da cota do terreno, nos quais se divide um edifício e que se destinam a satisfazer exigências funcionais ligadas à sua utilização. Desta forma, para aplicação das presentes metodologias expeditas, caves ou subcaves totalmente enterradas não são consideradas como pisos.

A limitação do número de pisos pretende garantir que os métodos expeditos são usados apenas em edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise expeditos.

2.3 Critérios de regularidade

Um edifício é considerado regular se verificar os critérios de regularidade em planta e em altura estabelecidos na NP EN 1998-1 (2010) [3], e que se apresentam de forma sucinta nas subsecções seguintes.

Excluem-se da verificação destes critérios de regularidade os edifícios de habitação com 1 ou 2 pisos. Estes são considerados de pequeno porte dada a reduzida esbelteza e elevada compacidade que os caracteriza.

2.3.1 Regularidade em planta

São considerados regulares em planta os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;
- A esbelteza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{\max} e L_{\min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;

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

	Conhecimento necessário	Parâmetros de avaliação	Modelo estrutural
Método III	<ul style="list-style-type: none"> Geometria do edifício Geometria dos elementos estruturais Propriedades dos materiais Disposição das armaduras 	<ul style="list-style-type: none"> Rotação da corda e resistência ao corte de todos os elementos estruturais 	<ul style="list-style-type: none"> Preferencialmente modelo não-linear
Método II	<ul style="list-style-type: none"> Geometria do edifício Secção transversal dos pilares Quantidade e resistência das armaduras longitudinais e transversais 	<ul style="list-style-type: none"> Coefficiente sísmico 	–
Método I	<ul style="list-style-type: none"> Geometria do edifício Secção transversal dos pilares 	<ul style="list-style-type: none"> Percentagem da área de pilares relativamente à área dos pisos 	–

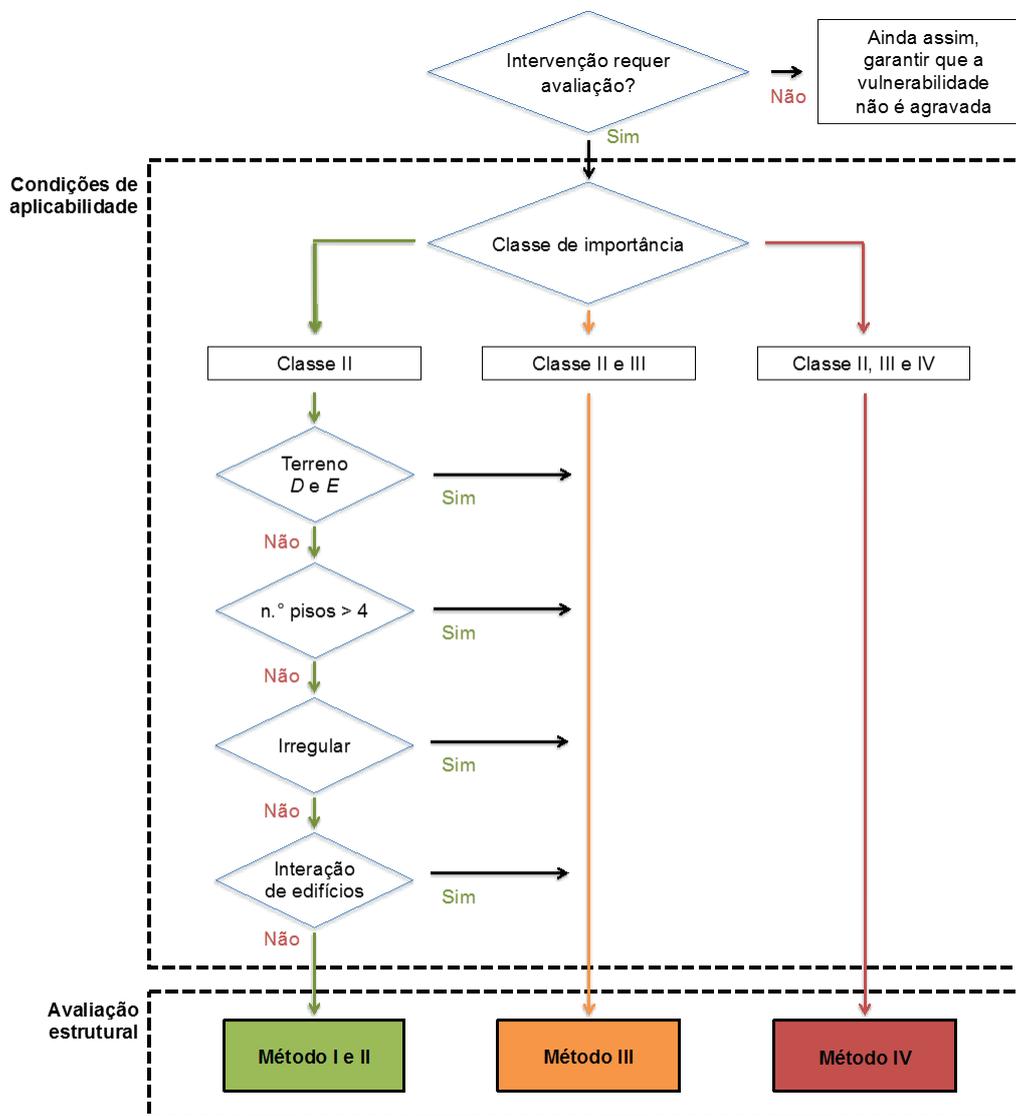


Figura 1 Descrição integrada do procedimento de avaliação

Tabela 2 Classes de importância para edifícios

Classe de importância	Edifícios	Métodos propostos
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	Todos
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias.	
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante atendendo às potenciais consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	Métodos III e IV
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	

- A cada nível e para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, aqui expressas para a direção de cálculo y :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2)$$

em que:

e_{ox} distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada (“excentricidade estrutural”);

r_x raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);

l_s raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

2.3.2 Regularidade em altura

São considerados regulares em altura os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes. Neste contexto, os aspetos particulares das estruturas em pórtico com enchimentos de alvenaria são tratados na cláusula 4.3.6.3.2 da NP EN 1998-1 (2010) [3];
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria

axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (ver Figura 2 a) e Figura 2 b));

- No caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior (ver Figura 2 c)). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75 % da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
- No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior (ver Figura 2 d)).

2.4 Interação com edifícios adjacentes

Os critérios relativos à interação com edifícios adjacente não se aplicam a edifícios isolados ou a edifícios em que a presença de juntas estruturais permitam uma deformação lateral, sem restrições, correspondente a um deslocamento igual ou superior a 2,2 % da altura do mais baixo de entre o edifício em avaliação e o adjacente.

Em edifícios em banda ou de gaveto, em que as juntas de dilatação não garantam um comportamento dinâmico do edifício independente relativamente a qualquer dos edifícios que lhe sejam adjacentes, os Métodos I e II podem ser aplicados apenas se o edifício satisfizer os limites definidos de acordo com os seguintes aspetos construtivos:

- Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes: Considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for igual ou inferior a 50 % da altura do edifício a ser avaliado;
- Diferença de altura entre edifícios adjacentes: os efeitos da interação não podem ser desprezados quando a(s) laje(s) do(s) edifício(s) adjacente(s) apresentam um desnível superior aos limites definidos na Figura 3.

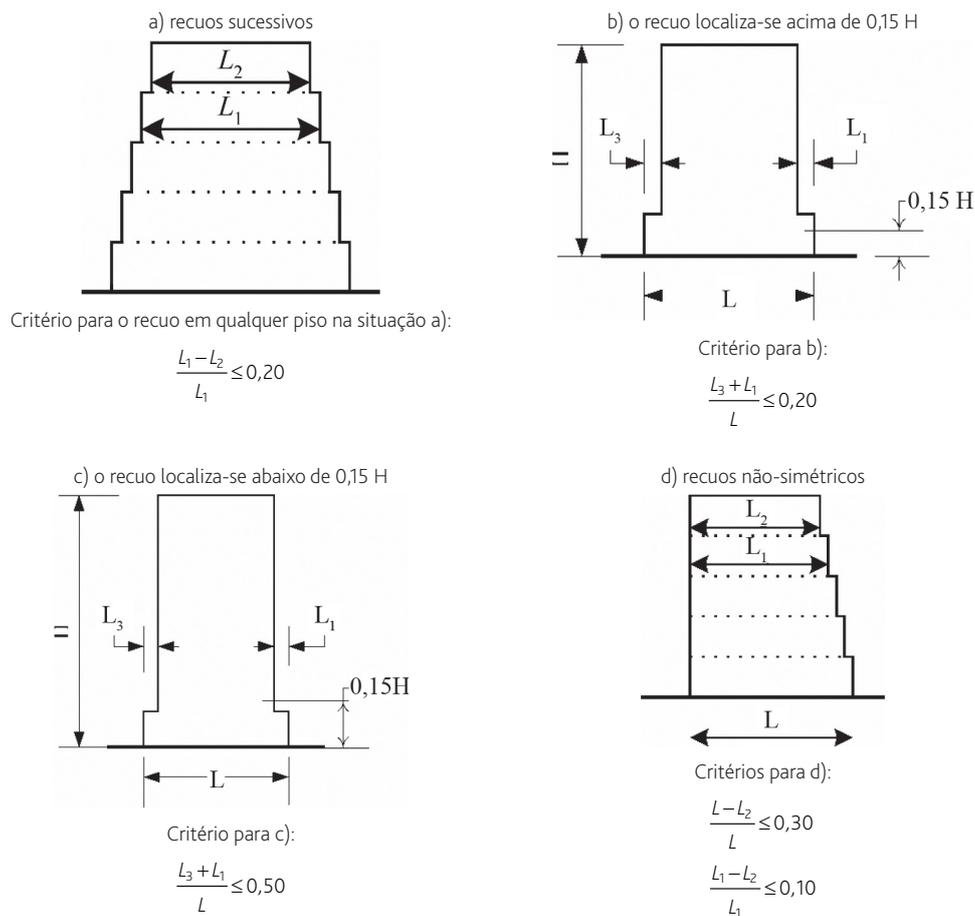


Figura 2 Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (NP EN 1998-1; 2010) [3]

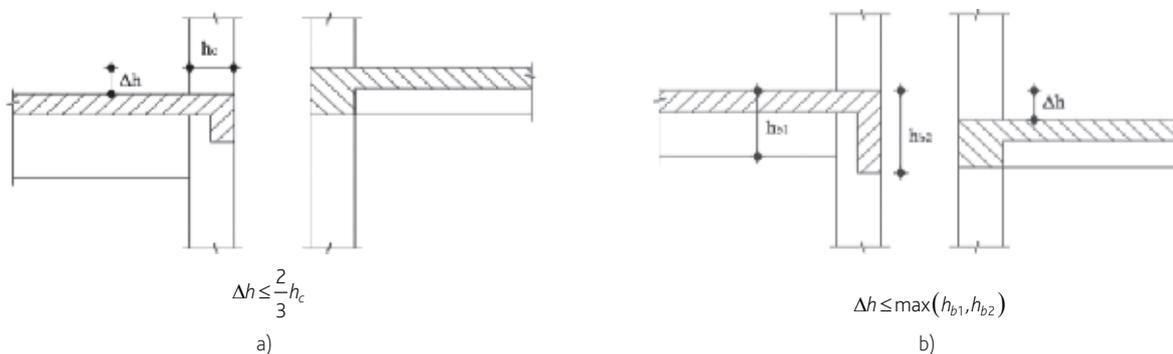


Figura 3 Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (adaptado de EPPO; 2013) [4]

2.5 Condições geotécnicas locais

Os métodos expeditos I e II são aplicáveis apenas a edifícios situados em terrenos do Tipo A, B ou C, como definidos na NP EN 1998-1 (2010) [3].

3 Avaliação estrutural

Neste capítulo são apresentadas as linhas gerais do método de referência (Método III), descrito em detalhe na NP EN 1998-3 (2017) [2], bem como os procedimentos relativos aos métodos expeditos (Métodos I e II).

3.1 Método de referência

O Método III é considerado o método de referência e corresponde ao processo de avaliação detalhado na NP EN 1998-3 (2017) [2]. Nesta secção é apresentado apenas um sumário dos procedimentos, não dispensando a consulta da norma em caso de aplicação deste método.

De acordo com este método, a avaliação da segurança de edifícios pertencentes às classes de importância I e II deve ser realizada para o estado limite de Danos Severos (SD, do inglês *Significant Damage*).

Os efeitos das ações devem ser determinados considerando uma ação sísmica correspondente a um período de retorno $T_{SD} = 308$ anos.

A capacidade dos elementos estruturais deve ser verificada tendo em conta possíveis roturas frágeis (resistência ao corte V_R) e dúcteis (rotação da corda θ_u), definidas através das expressões (3) e (4), respetivamente, cujo significado das variáveis pode ser consultado em NP EN 1998-3 (2017) [2].

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0,55A_c f_c) + (1-0,05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0,16 \max(0,5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5, \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (3)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{\max(0,01, w')}{\max(0,01, w)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \left(\frac{f_{yw}}{f_c} \right)^{0,1} \left(\frac{100 f_d}{f_c} \right)^{0,1} \quad (4)$$

O valor de θ_u a considerar para avaliação de segurança para o estado limite de danos severos deve corresponder a $\frac{3}{4}$ do valor determinado através da expressão (4).

O reforço sísmico é obrigatório se a capacidade resistente do edifício for insuficiente para a verificação da segurança relativamente à ação sísmica definida na NP EN 1998-3 (2017) [2].

Em edifícios cujo comportamento dinâmico possa ser significativamente influenciado por modos de vibração superiores ao modo fundamental em cada direção, deve ser adotado um modelo que permita considerar a contribuição dos diferentes modos (e.g. análise modal por espectro de resposta).

Os resultados de análises lineares podem ser bastante imprecisos quando aplicados a edifícios com irregularidades estruturais, especialmente se estes responderem fora do domínio elástico.

Nestes casos, deve ser adotado um modelo não linear.

É recomendado que o modelo numérico considere os painéis de alvenaria como parte do sistema resistente para ações sísmicas, especialmente se estes possam ter um efeito adverso no comportamento global ou local da estrutura (e.g. potenciem o desenvolvimento de mecanismos de *soft storey*).

3.2 Métodos expeditos

3.2.1 Princípios gerais

A aplicação dos métodos expeditos, nomeadamente dos Métodos I e II, apresenta as seguintes características e requisitos:

- A avaliação da segurança não requer a definição de modelos numéricos. A segurança estrutural é avaliada apenas em função das propriedades geométricas (Método I), acrescidas da pormenorização das armaduras dos elementos verticais (Método II);
- Sem prejuízo das restantes condições de aplicabilidade destes métodos, poderá adotar-se a ação sísmica definida para terrenos do Tipo B se a área de construção for igual ou inferior a 1000 m². Define-se área de construção como o valor resultante do somatório das áreas de todos os pavimentos, acima e abaixo do solo, medidas pelo extradorso das paredes exteriores com a exclusão das seguintes áreas: sótãos não habitáveis, áreas destinadas a estacionamento, áreas técnicas (PT, central térmica, compartimentos de recolha de lixo, etc.), terraços, varandas e alpendres, galerias exteriores, arruamentos e outros espaços livres de uso público cobertos pelo edifício;
- Para o cálculo da resistência do edifício à ação sísmica devem ser considerados apenas os elementos verticais contínuos ao longo dos pisos desde a fundação até ao último piso;
- A aplicação dos Métodos I ou II é permitida apenas se, de entre os elementos verticais contínuos, não existirem pilares curtos cuja rotura possa comprometer a estabilidade local ou global da estrutura. São considerados pilares curtos aqueles que, em virtude da sua geometria ou da interação com elementos estruturais ou não estruturais, apresentem uma relação $\frac{M}{Vh} \leq 2,5$, em que M e V são os esforços atuantes nas extremidades dos elementos para a combinação sísmica de ações e h é a maior dimensão da secção transversal. Como ilustrado na figura abaixo, para um elemento com altura livre L , a relação $M/(Vh)$ depende das condições de fronteira do elemento, sendo esta equivalente a $L/2h$ e L/h , para elementos biencastrados e em consola, respetivamente;
- A avaliação da segurança sísmica está dispensada em estruturas secundárias dedicadas a zonas técnicas, depósitos de água, entre outras, geralmente localizadas no topo dos edifícios e não comprometendo a sua segurança. Por outro lado, a massa de todos os elementos principais e secundários deve ser devidamente contabilizada para o cálculo da massa sujeita à ação sísmica.

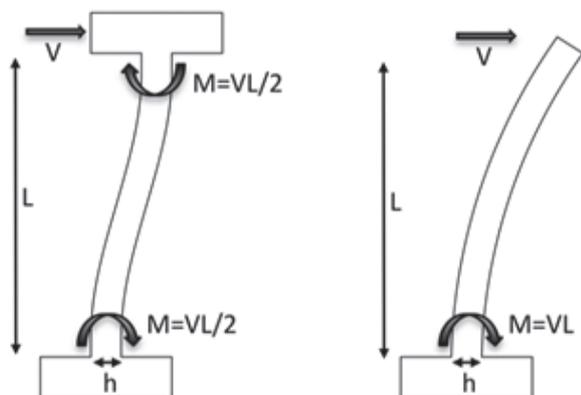


Figura 4 Relação M/V para diferentes condições de fronteira de pilares (biencastado e consola)

3.2.2 Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método II

De acordo com o Método II, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos do coeficiente sísmico. Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j e em cada uma das duas direções principais do edifício, a capacidade resistente do edifício estimada em termos do coeficiente sísmico ($CS_{c,j}$) for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido ($CS_{E,j}$):

$$CS_{c,j} \geq CS_{E,j} \quad (5)$$

Tabela 3 Valores do coeficiente sísmico exigidos para cada zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos		
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C
1,1	0,26	0,37	0,45	0,24	0,32	0,39	0,22	0,29	0,35	0,22	0,27	0,32
1,2	0,19	0,28	0,35	0,18	0,25	0,31	0,17	0,23	0,28	0,16	0,22	0,26
1,3	0,12	0,19	0,24	0,12	0,18	0,22	0,11	0,17	0,20	0,11	0,16	0,19
1,4	0,06	0,11	0,14	0,07	0,10	0,13	0,06	0,10	0,12	0,06	0,09	0,12
1,5	0,02	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06
1,6	0,01	0,02	0,02	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03
2,1	0,14	0,22	0,26	0,12	0,16	0,19	0,10	0,13	0,15	0,08	0,10	0,12
2,2	0,09	0,15	0,19	0,08	0,12	0,15	0,06	0,10	0,12	0,05	0,07	0,09
2,3	0,05	0,09	0,12	0,05	0,08	0,10	0,04	0,07	0,08	0,04	0,05	0,07
2,4	0,02	0,04	0,06	0,02	0,04	0,06	0,02	0,03	0,05	0,01	0,03	0,04
2,5	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,04	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02

3.2.2.1 Exigência estrutural relativamente à ação sísmica

Os valores do coeficiente sísmico global exigido (CS_E) são apresentados na Tabela 3 em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

Os valores do coeficiente sísmico a considerar ao nível de cada piso ($CS_{E,j}$) são obtidos através da expressão (6), multiplicando o valor de CS_E pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela 4:

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \quad (6)$$

Tabela 4 Valores do coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

Piso	Número de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0,40	–	–	–
3	0,70	0,50	–	–
2	0,90	0,83	0,67	–
1	1,00	1,00	1,00	1,00

3.2.2.2 Capacidade resistente do edifício relativamente à ação sísmica

À imagem do Método III, a avaliação da capacidade resistente de acordo com o Método II tem em conta a possibilidade de os elementos estruturais desenvolverem mecanismos de flexão ou de corte. Assim, a capacidade resistente do edifício medida em termos do coeficiente sísmico pode ser definida como o rácio entre a resistência horizontal de um piso $V_{H,j}$ e o peso total do edifício correspondente à combinação sísmica de ações W_E :

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i})}{W_E} \quad (7)$$

em que:

$V_{F,i}, V_{C,i}$ resistência à flexão e ao corte, respetivamente, de cada elemento vertical i , de um dado piso j ;

W_E peso total do edifício dado pela Equação (12).

A resistência dos elementos verticais devido a mecanismos de flexão e corte pode ser determinada através das expressões (8) e (9), respetivamente:

$$V_{F,i} = 1,24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{li} f_{yl}}{L_{vi}} \right)^{0,73} \quad (8)$$

$$V_{C,i} = 0,87 A_{c,i} \left[\tau_c \left[1 - 0,16 \min \left(5, \frac{L_{vi}}{h_i} \right) \right] + \rho_{wi} f_{yw,i} \right] \quad (9)$$

em que:

b_i dimensão da secção transversal perpendicular à direção de carga em consideração;

h_i dimensão da secção transversal segundo a direção de carga em consideração;

ρ_{li} taxa total da armadura longitudinal;

f_{yl} valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

L_{vi} distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão. Pode considerar-se L_{vi} igual a metade da altura livre do pilar, quando biengastado, ou à altura livre total do pilar, quando em consola;

$A_{c,i}$ área da secção transversal do pilar i ;

τ_c tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, conservativamente considerada igual a 0,24 MPa;

ρ_{wi} taxa total da armadura transversal;

f_{yw} valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1,55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1,15 por um fator de conhecimento de 1,35).

De acordo com o disposto na cláusula 3.2.4 da NP EN 1998-1 (2010) [3], os efeitos inerciais resultantes da ação sísmica devem ter em conta a presença, em cada piso j , das massas associadas a todas as

forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$W_{E,j} = \sum G_{k,j} + \sum (\Psi_{E,m} q_{k,m})_j \quad (10)$$

em que as ações permanentes $G_{k,j}$ devem ser definidas de acordo com a memória descritiva do projeto e complementadas com observações realizadas *in situ*, de forma a identificar possíveis alterações em relação ao projeto original. Por outro lado, as ações variáveis $q_{k,m}$ devem ser definidas de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 Sobrecargas distribuídas (q_k) e concentradas (Q_k) em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (NP EN 1991-1-1; 2009) [5]

Categorias de zonas carregadas	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Categoria A		
Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoria B		
	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoria C		
C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
C4	4,5 a 5,0	3,5 a <u>7,0</u>
C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoria D		
D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

A sublinhado, os valores recomendados para aplicação separada de q_k e Q_k

O coeficiente de combinação para o cálculo dos esforços sísmicos, $\Psi_{E,p}$ deve ser determinado com base na seguinte expressão.

$$\Psi_{E,m} = \Phi \Psi_{2,m} \quad (11)$$

Os valores de Ψ_2 e Φ são definidos nas Tabelas 6 e 7, respetivamente. As categorias de edifícios encontram-se descritas mais detalhadamente na cláusula 6.3.1.1 da NP EN 1991-1-1 (2009) [5].

Tabela 6 Valores de ψ_2 para o cálculo de $\psi_{E,m}$ (NP EN 1990, 2009) [6]

Categoria	ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	0,8
Categoria F: zonas de tráfego (peso dos veículos ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G: zonas de tráfego (30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN)	0,3
Categoria H: coberturas	0

Tabela 7 Valores de φ para o cálculo de $\psi_{E,i}$ (NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F e arquivos		1,0

Assim, o peso total do edifício pode ser estimado através da expressão (12):

$$W_E = \sum_{j=1}^n (w_{E,j} A_{s,j}) \quad (12)$$

Tabela 8 Valores da percentagem de área de pilares exigidos em função da área de implantação dos edifícios para cada zona sísmica e tipo de terreno

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos		
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C
1,1	0,9	1,2	1,5	1,6	2,1	2,6	2,2	2,9	3,5	2,9	3,6	4,3
1,2	0,6	0,9	1,2	1,2	1,7	2,0	1,7	2,3	2,8	2,2	2,9	3,5
1,3	0,4	0,6	0,8	0,8	1,2	1,5	1,1	1,6	2,0	1,5	2,1	2,5
1,4	0,2	0,3	0,5	0,4	0,7	0,9	0,6	1,0	1,2	0,8	1,3	1,6
1,5	0,1	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,3	0,5	0,6	0,4	0,6	0,8
1,6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,3	0,4
2,1	0,5	0,7	0,9	0,8	1,1	1,3	1,0	1,3	1,5	1,0	1,3	1,6
2,2	0,3	0,5	0,6	0,5	0,8	1,0	0,6	0,9	1,2	0,7	1,0	1,2
2,3	0,2	0,3	0,4	0,3	0,5	0,7	0,4	0,7	0,8	0,5	0,7	0,9
2,4	0,1	0,1	0,2	0,1	0,3	0,4	0,2	0,3	0,5	0,2	0,4	0,5
2,5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3

em que:

$A_{s,j}$ área do piso j ;

w_E peso por unidade de superfície do piso j , área resultante da combinação sísmica de ações e determinado através das expressões (10) e (11).

3.2.3 Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos de percentagem de área de pilares em relação à área do piso.

Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j , a percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso ($A_{PC,j}$) for igual ou superior à percentagem de área de pilares exigida ($A_{PD,j}$):

$$A_{PC,j} \geq A_{PD,j} \quad (13)$$

Os valores da percentagem de área de pilares exigida (A_{PD}) são apresentados na Tabela 8, em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

Os valores da percentagem da área de pilares exigidos a considerar ao nível de cada piso ($A_{PD,j}$) são obtidos através da expressão (14), multiplicando o valor de A_{PD} pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela 4:

$$A_{PD,j} = \eta_j A_{PD} \quad (14)$$

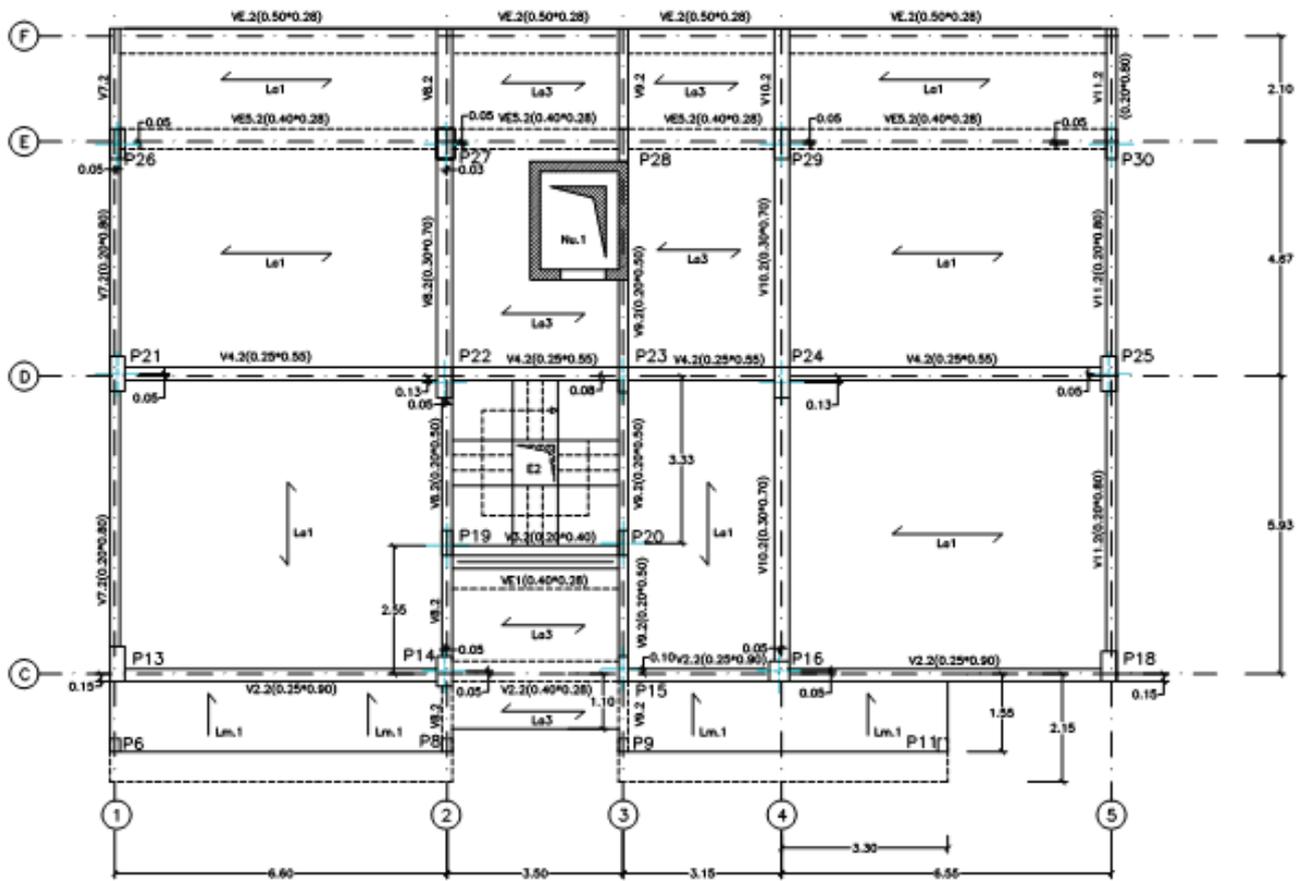


Figura 5 Planta tipo do edifício

	P18	P19	P20
Cobertura		B812 	B812
Piso 4	4420+4416 	B812 	B812
Piso 3	4420+4416 	B812 	B812
Piso 2	4420+4416 	B812 	B812
Piso 1	4416+4412 	B812 	B812
Piso 0	4416+4412 	B812 	B812

Figura 6 Exemplo de quadro de pilares do edifício

4 Exemplo de aplicação

O exemplo apresentado neste capítulo pretende descrever de uma forma objetiva a aplicação dos diferentes métodos de avaliação da segurança sísmica a um edifício real.

4.1 Descrição do edifício

Sendo construído nos finais da década de 90 do século passado, o edifício apresenta uma altura total de 12,3 m acima da cota do terreno sendo que o primeiro piso, dedicado a comércio, tem 3,3 m de altura enquanto os 3 pisos superiores, para habitação, têm 3 m cada. O edifício possui ainda um piso de estacionamento enterrado cuja deformabilidade lateral poder ser negligenciada, pelo que não foi considerado na avaliação da segurança sísmica.

A planta do edifício apresenta uma área de implantação com aproximadamente 250 m² (12,7 m × 19,8 m). A área dos pisos acima do R/C é superior em cerca de 24 m², devido à presença de varandas num dos alçados do edifício. As Figuras 5 e 6 apresentam a planta de um andar tipo acima do R/C, e um excerto do quadro de pilares, retirados do projeto original.

A estrutura do edifício assenta numa malha de pórticos que se desenvolvem nas duas direções, e que dão suporte às cargas graviticas. O edifício apresenta ainda uma caixa de elevador que pode conferir alguma resistência e rigidez ao edifício quando sujeito a cargas sísmicas. No entanto, a contribuição desta, bem como das escadas, não foi considerada na avaliação uma vez que os desenhos técnicos e a memória descritiva não apresentam informação necessária relativamente aos materiais e disposições construtivas que permitam garantir que estes elementos se encontram devidamente ligados à restante estrutura resistente do edifício.

Os materiais previstos em projeto são o betão da classe B25 e o aço do tipo A400 NR para as armaduras em geral. Dada a impossibilidade de proceder a uma determinação mais precisa, os valores médios foram determinados com base em relações propostas na literatura. No que diz respeito as propriedades do betão, a tensão média foi definida como sendo 8 MPa superior à tensão característica (REBAP; 1983 e NP EN 1998-3; 2017). Por sua vez, a tensão média das armaduras foi estimada como sendo 1,1 vezes a tensão característica ($f_{ym} = 440$ MPa) enquanto para o módulo de elasticidade foi assumido um valor de $E_s = 200$ GPa.

4.2 Condições de aplicabilidade dos métodos expeditos

De acordo com o procedimento de avaliação proposto, ilustrado na forma de um fluxograma na Figura 1, a aplicação dos diferentes métodos de análise estrutural depende da verificação de uma série de critérios relacionados com a classe de importância do edifício, número de pisos, regularidade estrutural, interação com edifícios adjacentes e condições geotécnicas locais.

De acordo com a memória descritiva do projeto, o piso térreo é dedicado a comércio enquanto os restantes são dedicados a habitação, pelo que, de acordo com a Tabela 2, o edifício pertence à

Classe de Importância II.

Apesar de o edifício possuir 5 pisos no total, apenas os 4 superiores foram considerados na avaliação do comportamento sísmico da estrutura, dado que o piso enterrado está restringido de se deformar lateralmente devido ao terreno circundante.

O edifício apresenta uma distribuição de rigidez horizontal e uma distribuição de massas aproximadamente simétrica em relação aos dois eixos ortogonais. A configuração em planta é compacta, não apresentando recuos ou avanços em relação à forma da estrutura principal.

O edifício não apresenta uma esbelteza em planta pronunciada, sendo a relação entre as duas dimensões ortogonais ($\lambda \approx 19,8 / 10,6 = 1,9$) bastante inferior ao limite de 4. O edifício satisfaz ainda os critérios de regularidade em planta definidos em 2.3.1. No que diz respeito à regularidade em altura, o edifício não apresenta irregularidades relativamente à geometria global do edifício nem pilares que, devido às suas propriedades geométricas, potenciem mecanismos de pilares curtos.

O edifício em análise encontra-se num extremo de uma banda de edifícios, não apresentando junta sísmica na fronteira com o edifício adjacente. No entanto, os diferentes pisos do edifício não apresentam desníveis em relação aos pisos do edifício adjacente, não sendo, portanto, expectável a ocorrência de danos locais decorrentes da eventual interação com o edifício adjacente.

Por fim, o edifício está fundado em terrenos que se enquadram nas características de terreno tipo B pelo que, com base na verificação dos critérios descritos anteriormente, o edifício não está impedido de ser avaliado através dos Métodos I e II.

De seguida são apresentados os procedimentos de avaliação de acordo com o Método I, II e III, considerando valores da ação sísmica relativos a 4 zonas sísmicas, nomeadamente zona sísmica 1,1, 1,3, 1,5 e 1,6.

4.3 Avaliação de acordo com o Método III

Para a verificação da segurança de acordo com o Método III, foi definido um modelo numérico do edifício no software de análise estrutural SeismoStruct [7]. Uma vez realizadas análises estáticas não-lineares nas duas direções principais e definidas as correspondentes curvas de capacidade, o ponto de desempenho correspondente aos diferentes níveis de perigosidade foi determinado de acordo com o *Método N2*, sugerido na NP EN 1998-1 (2010). Este ponto de desempenho permite identificar o instante, ao longo da curva, correspondente à solicitação imposta pela ação sísmica, representada através do espectro de resposta regulamentar. Por sua vez, a capacidade dos elementos estruturais foi determinada através das expressões definidas na NP EN 1998-3 (2017) para mecanismos de corte e flexão, apresentadas anteriormente nas expressões (3) e (4).

A verificação da segurança sísmica foi analisada comparando o instante em que os efeitos das ações nos elementos estruturais atingiram o limite regulamentar relativamente às forças de corte

e rotação da corda, com o instante correspondente ao ponto de desempenho determinado para as diferentes zonas sísmicas. A Figura 7 apresenta, para as duas direções principais, os pontos de desempenho associados a cada zona sísmica, bem como o instante em que pelo menos um elemento vertical atinge a sua resistência. De acordo com os resultados obtidos, o edifício verifica a segurança para as zonas 1,5 e 1,6, enquanto para as zonas 1,1 e 1,3 este não satisfaz os requisitos definidos na NP EN 1998-3 (2017).

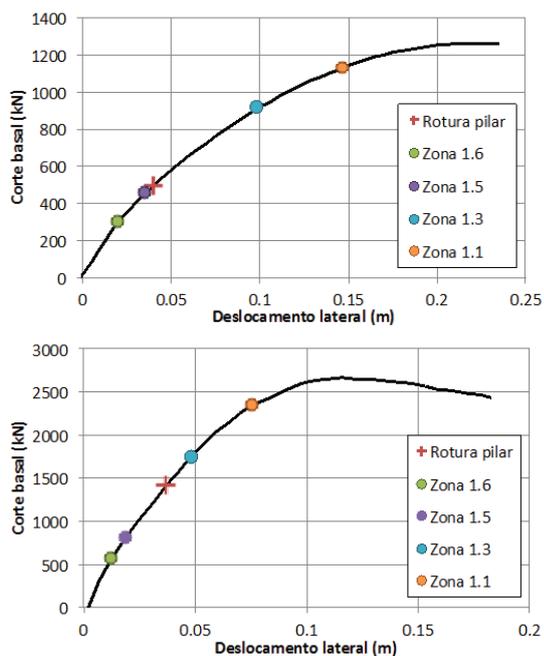


Figura 7 Curvas de capacidade e pontos de desempenho para diferentes zonas sísmicas segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita)

4.4 Avaliação de acordo com o Método II

De acordo com o Método II, a ação sísmica é definida através de um coeficiente sísmico exigido (CS_E) associado às diferentes sismicidades e condições geotécnicas locais. Estes valores encontram-se definidos na Tabela 3, sendo que para as zonas sísmicas e tipo de terreno considerados no presente exemplo os valores encontram-se resumidos na Tabela 9.

Tabela 9 Exigência estrutural em termos de coeficiente sísmico para as diferentes zonas sísmicas

Zona Sísmica	CS_E
1,1	0,27
1,3	0,16
1,5	0,05
1,6	0,02

Uma vez identificada a exigência é possível determinar o valor de coeficiente sísmico exigido ao nível de cada piso através da expressão (6), multiplicando o valor global (Tabela 9) pelos diferentes valores do coeficiente η apresentado na Tabela 4. A Tabela 10 apresenta o resumo dos valores de coeficiente sísmico a considerar ao nível de cada piso ($CS_{E,j}$).

Tabela 10 Coeficiente sísmico exigido ao nível de cada piso para as diferentes zonas sísmicas

Piso	Zona sísmica			
	1,1	1,3	1,5	1,6
4	0,11	0,06	0,02	0,01
3	0,19	0,11	0,04	0,01
2	0,24	0,14	0,05	0,02
1	0,27	0,16	0,05	0,02

Por sua vez, a capacidade do edifício em termos de coeficiente sísmico (CS_C) é definida como o rácio entre a resistência $V_{F,j}$ de cada piso j e o peso total do edifício, sendo que o valor da resistência deve refletir a possibilidade de os elementos estruturais desenvolverem um mecanismo de flexão ($V_{F,i}$) ou de corte ($V_{C,i}$), e cujo valor pode ser determinado através das expressões (8) e (9).

Mecanismo de flexão

Tomando como exemplo o Pilar 20 apresentado na Figura 6, o valor de $V_{F,20}$ pode ser facilmente determinado para as duas direções principais do edifício, como apresentado na Tabela 11. Recordar-se que as armaduras são de aço A400 ($f_{yt} = 440$ MPa) e que o primeiro piso tem 3,3 m de altura enquanto os 3 pisos superiores têm 3 m cada.

Tabela 11 Cálculo do valor de $V_{F,20}$ tomando como exemplo as propriedades do Pilar 20

Piso	L_x (m)	L_y (m)	A_c (m ²)	Varões	Φ_L (m)	A_s (m ²)	ρ_L (%)	$V_{F,20,x}$	$V_{F,20,y}$
4	0,2	0,4	0,08	8	0,012	0,0009	1,13	22,5	37,4
3	0,2	0,4	0,08	8	0,012	0,0009	1,13	22,5	37,4
2	0,2	0,4	0,08	8	0,012	0,0009	1,13	22,5	37,4
1	0,2	0,5	0,1	8	0,012	0,0009	0,90	21,0	41,0

Mecanismo de corte

Considerando o mesmo Pilar 20, os valores da resistência associados ao mecanismo de corte foram determinados com base na expressão (9), e encontram-se tabelados na Tabela 12.

Tabela 12 Cálculo do valor de $V_{C,20'}$ tomando como exemplo as propriedades do Pilar 20

Piso	Φ_w (m)	ramos,x	ramos,y	s (m)	$P_{w,x}$ (%)	$P_{w,y}$ (%)	$V_{C,20,x}$	$V_{C,20,y}$
4	0,006	3	2	0,15	0,14	0,19	31,3	43,9
3	0,006	3	2	0,15	0,14	0,19	31,3	43,9
2	0,006	3	2	0,15	0,14	0,19	31,3	43,9
1	0,006	3	2	0,15	0,11	0,19	32,1	56,4

Uma vez estimada a resistência do pilar para os dois mecanismos (Tabela 11 e Tabela 12), identificou-se o valor mínimo das duas resistências, para os diferentes pisos e segundo as duas direções principais. A força horizontal resistente ao nível de cada piso $V_{H,j}$ e correspondente coeficiente sísmico CS_c foi então estimada considerando a soma da resistência de todos os pilares de cada piso (Tabela 13).

Tabela 13 Cálculo da capacidade do edifício em termos de coeficiente sísmico de acordo com o Método II

Piso	$V_{H,j,x}$	$V_{H,j,y}$	$CS_{C,x}$	$CS_{C,y}$	CS_c
4	488	781	0,05	0,08	0,05
3	513	835	0,05	0,09	0,05
2	542	923	0,06	0,10	0,06
1	732	1127	0,08	0,12	0,08

Com base nos resultados obtidos, e resumidos na Tabela 14, é possível verificar que, de acordo com o Método II, o edifício verifica a segurança sísmica apenas nas zonas sísmicas 1,5 e 1,6, dado que apenas para estas zonas o valor da capacidade ao nível de cada piso é igual ou superior ao valor da exigência.

Tabela 14 Verificação da segurança de acordo com o Método II para diferentes zonas sísmicas

Piso	Exigência				Capacidade
	Zona 1,1	Zona 1,3	Zona 1,5	Zona 1,6	CS_c
4	0,11	0,06	0,02	0,01	0,05
3	0,19	0,11	0,04	0,01	0,05
2	0,24	0,14	0,05	0,02	0,06
1	0,27	0,16	0,05	0,02	0,08

4.5 Avaliação de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a segurança sísmica é avaliada através da comparação da percentagem de área de pilares ao nível de cada piso com o valor exigido para cada zona sísmica e tipo de terreno. Para as zonas sísmicas e tipo de terreno considerados, os valores encontram-se resumidos na Tabela 15.

Tabela 15 Exigência estrutural em termos de percentagem de área de pilares para as diferentes zonas sísmicas

Zona Sísmica	Área de pilares (%)
1,1	3,6
1,3	2,1
1,5	0,6
1,6	0,3

Por sua vez, o valor exigido ao nível de cada piso pode ser quantificado através da expressão (14). A Tabela 16 apresenta o resumo dos valores exigidos para todos os pisos e diferentes zonas sísmicas, bem como a percentagem de área de pilares medida em cada piso do edifício (A_{PC}). De acordo com os resultados obtidos, o edifício verifica a segurança sísmica apenas nas zonas sísmicas 1,5 e 1,6, dado que apenas para estas zonas a percentagem de área de pilares é igual ou superior ao valor exigido.

Tabela 16 Verificação da segurança de acordo com o Método I para as diferentes zonas sísmicas

Piso	Exigência				Capacidade
	Zona 1,1	Zona 1,3	Zona 1,5	Zona 1,6	A_{PC}
4	1,4	0,8	0,2	0,1	0,6
3	2,5	1,5	0,4	0,2	0,7
2	3,2	1,9	0,5	0,3	0,8
1	3,6	2,1	0,6	0,3	0,9

Referências

- [1] Sousa, Romain Ribeiro de; Campos Costa, Alfredo; Costa, Aníbal Guimarães – “Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes Baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural – Edifícios de Betão Armado”, relatório LNEC (em preparação).
- [2] NP EN 1998-3 (2017) – Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios.
- [3] NP EN 1998-1 (2010) – Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios.
- [4] EPPO, 2013 – Code of Interventions (KAN.EPE.) – Earthquake Planning and Protection Organization, Athens, Greece.
- [5] NP EN 1991-1 (2009) – Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas – Parte 1-1: Ações Gerais.
- [6] NP EN 1990 (2009) – Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas.
- [7] SEISMOSOFT – SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Disponível em: <http://www.seismosoft.com>, 2016.



Infraestruturas
de Portugal

Ligamos destinos

Rodovia
e Ferrovia.
Juntos
encurtamos
distâncias.

Viva a
mobilidade.

ATIC

ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

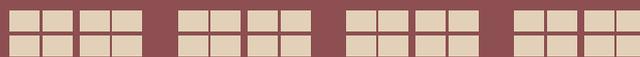
A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento é a organização representativa da indústria cimenteira portuguesa. Tem como Associadas a CIMPOR - Indústria de Cimentos S.A., a SECIL - Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A. e a CMP - Cimentos Maceira e Pataias, S.A.

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 activamente com as instituições e empresas nacionais no desenvolvimento de produtos e na implementação de novas soluções construtivas e estruturais.



ENCORE 2020



4º encontro de conservação e reabilitação de edifícios

Lisboa | LNEC | 12-15 maio 2020

<http://encore2020.lnec.pt>



- S** Conservação do Património com valor cultural
- A** Patologia, Diagnóstico e Soluções na reabilitação de edifícios
- M** Ambiente e Economia circular na conservação e reabilitação
- E** Inovação e novas tecnologias aplicadas à conservação e à reabilitação
- T** Habitação e cidade: Políticas de regulação e preservação
- T** Gestão e manutenção do ambiente construído e do património com valor cultural
- T** Reabilitação: uma prática integrada



Convénio de colaboração técnica entre a APEE e a ABECE

A Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) estabeleceu recentemente um convénio de colaboração técnica com a Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE). O documento foi assinado pelos Presidentes de ambas as associações, António Adão da Fonseca (APEE) e João Alberto de Abreu Vendramini (ABECE).

A ABECE (<http://site.abece.com.br/>) é uma sociedade civil sem fins lucrativos fundada em 17 de outubro de 1994 que assume como missão os seguintes objetivos: promover a valorização do engenheiro de estruturas; estimular o intercâmbio de experiências profissionais (técnicas, administrativas e empresariais); canalizar as manifestações e articulações do setor perante os agentes institucionais; criar mecanismos de desenvolvimento e fortalecimento das empresas do setor; estabelecer padrões mínimos reconhecidos de desempenho dos profissionais do setor; fomentar a mais irrestrita ética entre os profissionais da área.

O objetivo deste convénio é o estabelecimento de uma parceria das duas instituições para divulgação de conhecimento técnico e científico da área de engenharia estrutural. Entre as diversas formas de cooperação previstas neste convénio destacam-se:

- apoio recíproco das entidades nos eventos promovidos por ambas as partes,
- atribuição dos mesmos valores de inscrição para os associados de ambas as instituições nos eventos organizados por uma das associações
- desenvolvimento conjunto de cursos de interesse para ambas as associações.

Prémio Ferry Borges 2019

A APEE está a promover a 10ª edição do "Prémio Ferry Borges", com a colaboração do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e da Ordem dos Engenheiros. Este prémio visa perpetuar a memória da ação do engenheiro investigador Júlio Ferry Borges em prol da engenharia de estruturas portuguesa, promover o reconhecimento público da qualidade da engenharia de estruturas portuguesa e incentivar o esforço da continuada superação dessa qualidade, contribuindo assim para a divulgação e aceitação da engenharia de estruturas portuguesa no país e no estrangeiro.

O "Prémio Ferry Borges" é atribuído a trabalhos de divulgação dos conhecimentos no domínio da engenharia de estruturas, desenvolvidos em ligação com entidades portuguesas. Poderão candidatar-se à presente edição os trabalhos que tenham sido publicados nos anos de 2016, 2017 ou 2018.

As candidaturas ao "Prémio Ferry Borges" deverão ser formalizadas por via eletrónica para o endereço apee@lnec.pt. Serão constituídas pelos trabalhos, como publicados, enviados no formato pdf. O prazo para submissão de candidaturas termina a 31 de outubro de 2019, podendo o respetivo regulamento ser consultado na página eletrónica da APEE (www.apee.org.pt/).





IABSE

International Association for
Bridge and Structural Engineering

The Evolving Metropolis

www.iabse2019.com

2019 IABSE Congress
New York City

September 4 - 6, 2019

IABSE SYMPOSIUM
20-22 MAY 2020
Synergy of Culture and Civil Engineering
- History and Challenges

IABSE 2020
WROCLAW POLAND
www.iabse.org/Wroclaw2020

O Simpósio da IABSE que terá lugar em Wrocław, Polónia, de 20 a 22 de maio de 2020, com o tema Synergy of Culture and Civil Engineering – History and Challenges, visa criar um fórum para debate sobre o desenvolvimento de pontes e engenharia estrutural como parte da cultura mundial e sobre os desafios atuais nessa área. O programa científico inclui os seguintes tópicos:

- Civil engineering structures as monuments of culture and technical development
- Condition assessment of contemporary and historical structures
- Conservation, upgrading and management of contemporary and historical structures
- Future of civil engineering structures

Call for Abstracts open www.iabse.org/Christchurch2020

IABSE Congress Christchurch, New Zealand · 2 - 4 September 2020
Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures

O Congresso da IABSE de 2020, com o tema Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures, pretende abordar os mais recentes desenvolvimentos tecnológicos visando o incremento da resiliência e da sustentabilidade das estruturas. A submissão de resumos poderá ser realizada até ao próximo dia 15 de outubro num dos seguintes tópicos:

- Earthquake engineering;
- Developments of codes and standards;
- Bridge engineering;
- Multi-storey buildings;
- Durability;
- Rehabilitation and modification of structures;
- Forensic engineering;
- Sustainability;
- Performance-based fire engineering;
- Digital technology and fabrication;
- Innovative forms, technologies and materials;
- Performance under multi-hazards.

ÓRGÃOS SOCIAIS 2019-2021

A eleição dos novos Órgãos Sociais para o triénio 2019/2021 teve lugar na Assembleia Geral do GPBE do passado dia 17 de maio.

DIREÇÃO



Presidente
Eduardo Júlio
(IST)



Vice-Presidente
Mário Pimentel
(FEUP)



Vice-Presidente
Pedro Cabral
(ARMANDO RITO)



Tesoureiro
J. Sena Cruz
(UNIV. MINHO)



Vogal
Ângela Nunes
(SECIL)



Vogal
Paulo Rocha
(CIMPOR)



Secretária
Ana Sofia Louro
(LNEC)

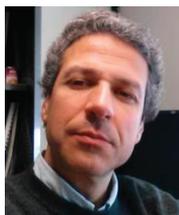
CONSELHO FISCAL



Presidente
Válder Lúcio
(FCT/UNL)



Vogal
Ricardo do Carmo
(ISEC/IPC)



Vogal
Alexandre Bogas
(IST)

ASSEMBLEIA GERAL



Presidente
Manuel Pipa
(LNEC)



Secretário
A. Pinho Ramos
(FCT/UNL)

A direção eleita tem como **principais objetivos para o triénio 2019-2021:**

1. Mobilizar a indústria para as atividades do GPBE

Redefinir as classes e respetivas quotas e benefícios dos sócios do GPBE (à semelhança do *fib*-UK);

Promover reuniões com gabinetes de projeto e empresas para identificar as necessidades de formação e de desenvolvimento de produtos e métodos;

Promover a organização de cursos de formação e de atualização. Mobilizando o LNEC, universidades, politécnicos e a indústria;

Promover a submissão de candidaturas a projetos de investigação aplicada, fazendo a ponte entre a indústria e os centros de investigação nacionais e os congéneres estrangeiros.

2. Definir uma estratégia de intervenção nacional na *fib*.

Identificar os principais especialistas nacionais em betão estrutural;

Promover a sua integração nas atividades da *fib* (COM e TG);

Promover, através dos membros do GPBE envolvidos em *fib* Commissions and Task Groups, a divulgação em Portugal do trabalho produzido no seio da *fib*.

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou 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



Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados. Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiques são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados. É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem à sua vida útil e intervir de modo a manter-lhes a dignidade. Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor. A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores. A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e restauro.



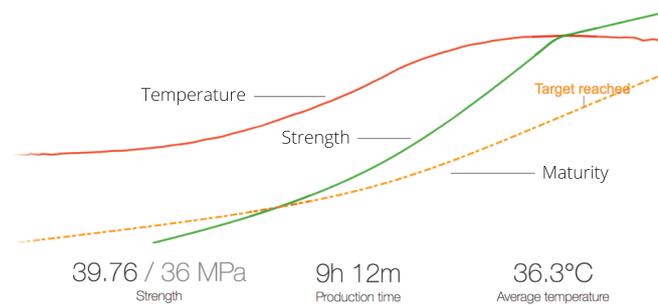
Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda
Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira



Monitorização inteligente e em tempo real da cura do Betão

📍 Live



O que é o Maturix?

Maturix é um solução simples para a monitorização em tempo real para a cura do Betão, que permite estabelecer uma relação entre a maturidade e resistência.

Sensores robustos e um software de fácil utilização aliados a uma conectividade verdadeiramente wireless, são uma ferramenta poderosa e de fácil utilização.

A maturidade e a resistência são estimadas em tempo real permitindo ganhos de produtividade, diminuição de defeitos de qualidade e custos de produção.

O sistema possui software dedicado tanto para betonagem In Situ como para o betão Pré Fabricado.

Maturix™



PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL

+351 229 416 633 | comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt





A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da 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 17ª 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 Arquitectos, 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





<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

