

NÚMERO 3

MARÇO2017

SÉRIEIII

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering





SSN: 2183-8488







SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA



SérieIII

número 3

março 2017

índice

editorial	3	Editorial
artigos científicos ^(*)	5	Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação sísmica com recurso a análises lineares Tiago Ferrito ∞ Jelena Milosevic ∞ Rita Bento
	21	Reforço de ligações tradicionais de madeira Sara Barbosa ∞ Jorge M. Branco ∞ Filipe Ferreira
	35	Caracterização laboratorial do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra regular Tiago Miguel Ferreira ∞ Alexandre A. Costa ∞ António Arêde ∞ Ana Gomes ∞ Aníbal Costa
	49	Caracterização mecânica de paredes de alvenaria de bloco de betão existentes no arquipélago dos Açores
	63	Reforço de lajes fungiformes com armadura transversal pós-instalada usando diferentes técnicas de ancoragem
	75	Seismic retrofit of reinforced concrete bridge columns using titanium-alloy bars Mackenzie Lostra ∞ Christopher Higgins ∞ André R. Barbosa
	83	Custo de reparação e reforço de pilares ocos de betão armado Pedro Delgado ∞ Nelson Sá ∞ Mário Marques ∞ António Arêde
	95	Consolidação e reforço estrutural da igreja matriz de Vimioso: inspeção, diagnóstico e projeto Rui Fernandes Póvoas ∞ Aníbal Guimarães Costa
	105	Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente Romain Sousa ∞ Aníbal Costa ∞ Alfredo Campos Costa ∞ Xavier Romão ∞ Paulo Candeias
	115	Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes - Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira o Tiago Coelho o Francisco Asseiceiro
notas técnicas	127	Implementação de amortecedores de líquido sintonizado na mitigação de vibrações em estruturas: Orientações práticas Maria João Falcão Silva
divulgação científica/técnica	135	A nova geração de Eurocódigos Estruturais Ana Sofia Louro ∞ José Manuel Catarino ∞ Manuel Pipa ∞ Pedro Pontífice
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros



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)

Aníbal Costa (SPES - 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 Mosteiro de Pombeiro, Concelho de Felgueiras (Foto cedida pela Foto Engenho, Lda.)

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 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 Marí 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, Républica 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

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 terceiro número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (rp**ee**) inclui dez artigos científicos, uma nota técnica e um documento de divulgação sobre a nova geração dos Eurocódigos Estruturais. O procedimento de revisão apenas se aplica aos artigos científicos.

O conteúdo deste número aborda metodologias de avaliação de estruturas existentes e tecnologias para o seu reforço, incluindo informação sobre custos de alguns casos. Estas são também áreas prioritárias do processo de revisão dos Eurocódigos Estruturais, a par dos objetivos de facilitar a sua utilização e de reduzir a diferenciação entre países no tipo de informação incluída nos respetivos anexos nacionais.

A parceria entre o LNEC, a APEE, o GPBE e a SPES, a opção da publicação e divulgação da série III da rp**ee** exclusivamente por via eletrónica, a contratualização de uma direção executiva responsável pela produção e a continuação do apoio do LNEC no secretariado e edição da revista mostraram ser fatores decisivos do sucesso deste projeto. A opção de alternância com números temáticos associados a eventos científicos, como foi o caso do número dois desta série, constitui uma oportunidade de maior divulgação do melhor conteúdo desses eventos. Tem assim aumentado significativamente a procura da rp**ee** para publicação de artigos, bem como a sua consulta através de diversos tipos de portais.

A administração da rp**ee** renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (Infraestruturas de Portugal, Pretensa e AOF), à coordenação da comissão científica (Eng.ª Helena Cruz e Prof. Humberto Varum) e a todos os membros do painel de revisores da série III que garantem a qualidade dos artigos científicos publicados.

Março de 2017

a administração da rp**ee** José Manuel Catarino (LNEC) João Almeida Fernandes (APEE) Manuel Pipa (GPBE) Aníbal Costa (SPES)

Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação sísmica com recurso a análises lineares

"Placa" building in Bairro de Alvalade. Characterisation, modelling and seismic assessment by means of linear analyses

> Tiago Ferrito Jelena Milosevic Rita Bento

Resumo

Os edifícios mistos de alvenaria e betão armado – comummente designados "de placa" – marcam um "período de transição" (1930-1960) na construção em Portugal.

Este trabalho pretende caracterizar e avaliar o comportamento e desempenho sísmico estrutural de um edifício tipo "de placa", localizado num quarteirão do Bairro de Alvalade, utilizando a análise dinâmica linear por espectros de resposta, recorrendo à modelação em SAP2000 e segundo as recomendações do Eurocódigo 8 (EC8).

Neste estudo constata-se que as opções de modelação da estrutura, no que concerne ao tipo de pavimento (rígido ou flexível) e à inclusão dos edifícios adjacentes, influenciam: 1) a caracterização dinâmica do edifício ao nível dos modos de vibração, frequências e participação modal, e, consequentemente, 2) o seu desempenho face à ação sísmica. O desempenho sísmico para o E.L.U. do edifício estudado, como é preconizado no EC8 e tendo em conta as hipóteses de modelação consideradas, não é satisfeito.

Abstract

Mixed masonry-reinforced concrete buildings – also known as "placa" buildings – were built between 1930-1960 and are one of the most typical examples of traditional Portuguese buildings types.

The aim of this work is the characterisation and seismic assessment of one type of existing "placa" building, inserted in a block by means of linear dynamic response spectrum analysis, by modelling in SAP2000 and following the Eurocode 8 (EC8) recommendations.

In this study it was found that the modelling options concerning the characteristics of the floor (rigid or flexible) and the inclusion of the adjacent buildings affect: 1) the dynamic characterisation of the building and, consequently, 2) its seismic performance. The seismic performance of the masonry building at the Ultimate Limit State (ULS), as recommended in EC8 and according to the model options adopted, is not satisfied.

Palavras-chave: Edifício "de placa" / Edifício misto alvenaria-betão armado / / Bairro de Alvalade / Análise dinâmica linear Keywords: "Placa" building / Mixed masonry-reinforced concrete building / / "Bairro de Alvalade" / Linear dynamic analysis

Tiago Ferrito

Mestrado Integrado em Engenharia Civil Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal tiago.ferrito@tecnico.ulisboa.pt

Jelena Milosevic

PhD student CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal jelena.milosevic@tecnico.ulisboa.pt

Rita Bento

Professora Associada com Agregação CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

FERRITO, T. [*et al.*] – Edifício de "placa" do Bairro de Alvalade. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 5-20.

1 Introdução

A cidade de Lisboa é atualmente constituída por cerca de 60 000 edifícios, pertencentes a épocas e tipologias construtivas muito variadas, onde predominam os edifícios dotados de paredes resistentes de alvenaria [1]: (a) Edifícios anteriores ao sismo de 1 de novembro de 1775 (edifícios pré-pombalinos); (b) Edifícios correspondentes à fase da reconstrução pós-terramoto (edifícios pombalinos); (c) Edifícios correspondentes à fase de expansão urbana da cidade, no último terço do século XIX (edifícios gaioleiros); e (d) Edifícios de transição da alvenaria/madeira para o betão armado (edifícios de transição). As tipologias construtivas adotadas posteriormente baseiam-se na concepção de estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

A Figura 1 situa cronologicamente as tipologias construtivas existentes na cidade de Lisboa, destacando a estudada neste trabalho – "de placa". São apresentadas ainda algumas características que distinguem as diferentes épocas construtivas.

Os edifícios mistos de alvenaria e betão armado – comummente designados "de placa" – marcam um "período de transição" (1930-1960) na construção em Portugal e constituem uma percentagem significativa do parque edificado de Lisboa. Caracterizam-se pelo abandono das estruturas de madeira, tanto ao nível dos elementos verticais como horizontais, e pela introdução do betão armado como solução estrutural. Duas ordens de fatores intensificaram a utilização parcial de estruturas de betão armado em áreas e em períodos específicos: os regulamentos que introduziram a obrigação de usar estruturas de betão armado em determinados pontos dos prédios de habitação e a construção de novos bairros para preencher vazios em áreas já urbanizadas da cidade ou em zonas de expansão.

Na realidade, a criação do Regulamento Geral de Construção Urbana (RGCU) [2], em 1930, pela Câmara Municipal de Lisboa, ao mesmo tempo que desincentiva por decreto as práticas construtivas associadas aos edifícios "gaioleiros", influencia de forma decisiva a construção de edifícios "de placa", marcando assim o início do designado "período de transição". Este regulamento tinha como principal intuito melhorar, quer em resistência quer em segurança, a construção de novos edifícios [3], recomendando, entre outros, a utilização de elementos de betão armado de forma a garantirem o travamento das paredes de alvenaria quando não era empregue a armação de madeira (designada "gaiola") [4]. A partir do final da década de 1930 já é possível encontrar edifícios com todos os pavimentos interiores e exteriores e com algumas estruturas verticais e horizontais (pilares ou vigas) de betão armado. No entanto, no início da década de 1940, e devido à Segunda Guerra Mundial e à consequente escassez de ferro, surgem edifícios em que pavimentos de madeira coexistem com pavimentos de betão. Neste período é corrente encontrar edifícios em que apenas as zonas húmidas, ou as escadas de tardoz, ou todos os pavimentos dos corpos salientes do tardoz, ou as lajes do 1.º andar ou terraço são construídas com betão armado, sendo os restantes pavimentos de madeira.

Os edifícios mistos de alvenaria e betão armado existem por toda a cidade de Lisboa, embora predominem em vias ou áreas urbanizadas ao longo das décadas de 1930 e 1940 distinguindo-se dois tipos:

Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação com recurso a análises lineares Tiago Ferrito, Jelena Milosevic, Rita Bento



Figura 1 Quadro resumo das tipologias construtivas em Portugal Legenda:

- 1 Regulamento da Segurança das Construções Contra os Sismos
- 2 Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
- 3 Regulamento de Segurança e Ações em Estrutura de Edifícios e Pontes
- 4 Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- 5 Eurocódigos

as que são urbanizadas por promotores privados ou em função de planos parciais e as que têm maior intervenção oficial, do Estado ou da câmara. Em relação ao segundo grupo destacam-se os edifícios do Bairro de Alvalade (caso de estudo deste trabalho), construídos no âmbito das políticas de expansão urbana e promoção habitacional da cidade de Lisboa. O Bairro de Alvalade figura como uma das zonas pioneiras e mais expressivas desta tipologia construtiva.

2 Edifícios "de placa"

2.1 Tipologias

As fachadas dos edifícios "de placa" são, em geral, simétricas e marcadas por linhas verticais e horizontais, resultado do paradigma arquitetónico que vigorava – português suave.

Como que num processo de evolução e inovação, digno de um período de transição, onde novas técnicas e materiais são explorados e reivindicados e a conjetura social e política é mobilizada para o efeito, os edifícios "de placa" apresentam ao longo do seu curto

período de existência, duas tipologias distintas – planta Retangular e Rabo de Bacalhau – e soluções estruturais significativamente diferentes (Figura 2).

Os edifícios de planta tipo *Retangular* têm no Bairro de Alvalade – e nas suas Casas de Renda Económica – o maior exemplo. Conceptualmente, a planta Retangular assegurava uma ampla iluminação e ventilação natural dos seus compartimentos, excluindo recantos sombrios e húmidos [6].

A tipologia de planta *Rabo de Bacalhau* é a mais comum. A zona da cidade de Lisboa onde predomina esta tipologia estende-se desde a linha ferroviária de cintura (limite do Bairro de Alvalade) até à Alameda D. Afonso Henriques, com especial destaque para o Bairro dos Actores. Porém, é também possível encontrar edifícios deste tipo nas Avenidas Novas, Benfica, Anjos, Ajuda, Restelo e Campo de Ourique [7]. A designação Rabo de Bacalhau remete para a saliência de forma retangular na fachada de tardoz do edifício. É nessa zona que se situam, habitualmente, as áreas de serviço (cozinha, casas de banho e despensa) e uma segunda escada (de serviço). As restantes divisões situam-se no "bloco central" do edifício [8].



Fachada



Rabo de Bacalhau



Vista Aérea

Planta





Figura 2 Tipologias "de placa" (fachada, vista aérea e planta)



2.2 Caracterização geral da estrutura

Embora este tipo de solução estrutural mista de alvenaria e betão armado se encontre delimitado num curto período temporal (aproximadamente 20-30 anos) e assente em normas regulamentadas por decreto (e.g., RGCU), a sua caracterização estrutural é diversificada e requer uma análise cuidada e personalizada consoante o momento e o local onde determinado edifício foi concebido, sendo que muitos edifícios "de placa" sofreram alterações estruturais significativas ao longo dos anos.

De seguida, faz-se a caracterização geral da estrutura-tipo original atendendo a diversas fontes bibliográficas.

2.2.1 Fundações

As fundações são, em geral, sapatas contínuas em alvenaria de pedra ou de tijolo. Formam-se na continuação das paredes com uma profundidade entre 0,3 m e 1 m, consoante o tipo de elemento, e apresentam uma sobrelargura – Figura 3. Nos casos em que existem pilares de betão armado as armaduras prolongam-se para as fundações também de betão [8], [9] – Figura 3.



Figura 3 Tipos de fundação (adaptado de [10] e retirado de [8])

2.2.2 Paredes exteriores e interiores

As empenas são constituídas, geralmente, pelo mesmo material das fachadas mas, por vezes, com uma espessura menor. No caso dos edifícios das Casas de Renda Económica do Bairro de Alvalade, as empenas podem apresentar espessura constante ou variável em altura. Existem ainda edifícios com as paredes de empena constituídas por blocos de betão ou por betão armado – com 0,20 m de espessura e uma armadura média em malha de $\phi 6$ espaçada de 0,20 m [11].

As fachadas principal e de tardoz são, geralmente, de alvenaria de pedra, com espessura a variar entre 0,40 m e 0,70 m, ou de alvenaria de tijolo, com espessura entre 0,30 m e 0,40 m. Em certos casos, verifica-se que a espessura das paredes diminui em altura [8] à custa de ressaltos no paramento interior ao nível dos pavimentos dos pisos (Figura 4).

As paredes interiores são formadas por alvenaria de tijolo maciço e/ou furado ou por blocos de betão e a sua espessura pode variar, em altura e em planta, entre 0,15 m e 0,25 m [8].



Figura 4 Fachada de alvenaria de pedra; corte com recuo das paredes (exemplo)

2.2.3 Pavimentos

A introdução de pavimentos de betão armado nos edifícios de habitação corrente em Lisboa, nomeadamente nos chamados "prédios de rendimento", tem uma história complexa e diversificada cujas soluções mais frequentes são:

- A partir de 1930 (RGCU) edifícios com utilização de betão armado em lajes de zonas húmidas – cozinhas, instalações sanitárias, varandas de tardoz;
- A partir de 1935 (RBA, Regulamento de Betão Armado [12]) edifícios com todos os pavimentos interiores e exteriores (eventualmente varandas e volumes em consola na fachada principal) de betão armado;
- Até à década de 1940 existe um conjunto de edifícios, que ganha importância no período da Segunda Guerra Mundial

devido à escassez de ferro, em que pavimentos de madeira coexistem com pavimentos de betão. Nesse período é corrente encontrar edifícios em que apenas as zonas húmidas, ou todos os pavimentos dos corpos salientes do tardoz, ou as lajes do 1.º andar ou terraço são construídas com betão armado, sendo os restantes pavimentos de madeira.

Os pavimentos constituídos por lajes de betão armado, em geral, apresentam espessuras entre 0,07 m e 0,12 m e são fracamente armadas – apenas uma camada de armadura para momentos positivos.

As lajes descarregam diretamente sobre as paredes de alvenaria e, por vezes, também em elementos de betão armado. Na maioria dos casos, não existe continuidade entre painéis de laje [9].

Os pavimentos em estrutura de madeira são constituídos, em geral, por vigas de madeira de pinho de 0,08 \times 0,18m ou 0,08 \times 0,16m espaçadas de 0,35m ou 0,40m e orientadas na direção do menor vão, em relação às paredes exteriores.

No piso térreo, os pavimentos em madeira estão assentes sobre uma caixa-de-ar de modo a promover a circulação do ar, evitando a acumulação de humidade debaixo do soalho. Em certos casos, foram abertos roços nas paredes das fundações e colocados ralos nas fachadas para melhorar a ventilação [9] (Figura 5).



Figura 5 Abertura de caixa-de-ar (em cima); Pavimento de betão armado e de madeira com caixa-de-ar (em baixo)

2.2.4 Vigas e pilares

As vigas e pilares apresentam um recobrimento médio de 2 cm de espessura e a ligação entre estes dois elementos estruturais é muito reduzida ou inexistente [11], com comprimentos de amarração insuficientes.

A secção dos pilares é diferente em quase todos os pisos, bem como as suas armaduras. A armadura longitudinal possui a área mínima necessária e a armadura de esforço transverso é reduzida, com grandes espaçamentos e com a cintagem dos varões longitudinais insuficiente [13].

As vigas, com largura a variar entre 0,20 m e 0,40 m e altura reduzida, apresentam armadura longitudinal e transversal suficiente para suportar ações verticais [13].

2.2.5 Cobertura e escadas

A estrutura da cobertura é constituída por asnas, madres, varas e ripas de madeira de pinho. O revestimento é de telha cerâmica Lusa [9] – Figura 6. A laje de esteira, *i.e.*, a laje localizada no topo da estrutura do edifício abaixo das águas do telhado, apresenta vigamentos de madeira de 0,06 × 0,14 m espaçados de 0,50 m [9]. Nos edifícios do tipo *Rabo de Bacalhau*, a cobertura do bloco saliente é, por vezes, resolvida em terraço de betão armado [8].



Figura 6 Exemplo de cobertura (*Rabo de Bacalhau*) [14]

As escadas de acesso direto aos pisos localizam-se, em planta, no centro do edifício, e as de serviço, no caso dos edifícios do tipo *Rabo de Bacalhau*, nas traseiras. Em geral, são de betão armado – à exceção das escadas de serviço que também podem ser em ferro [8].

3 Caso de estudo

3.1 Localização

O Bairro de Alvalade foi desenvolvido na década de 1940 no âmbito das políticas de expansão urbana da cidade de Lisboa e promoção de novas áreas habitacionais protagonizadas por Duarte Pacheco e fixadas no Plano Diretor de Urbanização de Lisboa (PDUL). Para alargar o acesso à habitação a famílias de classe média é criado o regime de Casa de Renda Económica (CRE) e lançado o programa de Casas de Renda Limitada (CRL) [13].

A zona escolhida para a execução do Plano de Urbanização, com uma área de cerca de 230 hectares, usufruía de uma localização privilegiada no contexto da cidade de Lisboa, estando delimitada a norte, pela Avenida Alferes Malheiro (atual Avenida do Brasil); a nascente, pela Avenida do Aeroporto (atual Avenida Gago Coutinho); a sul, pela linha ferroviária de cintura da cidade e a poente, pelo Campo Grande e pela Avenida da República. Possuía ainda características geomorfológicas adequadas, com terrenos pouco inclinados e desníveis pouco acentuados [9], minimizando assim os custos de urbanização com trabalhos associados a movimentos de terra.

O plano de urbanização é aprovado em 1945. Para além da

organização baseada no modelo de unidade de vizinhança, cuja dimensão média foi fixada de forma a não se excederem os 500 metros de distância das habitações às escolas (Figura 7a), o plano adota a organização distributiva das funções e equipamentos, a hierarquização viária através de avenidas, ruas, impasses e caminhos de peões, a desprivatização do solo e a libertação do interior do quarteirão para espaço de uso coletivo.





Figura 7 a) Escola no centro das duas células (retirado de [5]); b) Células e arruamentos do Bairro de Alvalade

O edifício escolhido para o estudo foi selecionado tendo em conta a representação da amostra no âmbito das tipologias existentes de CRE, nas Células I e II do Bairro de Alvalade [13]. O edifício localiza--se na Célula II, na freguesia do Campo Grande em Lisboa, e está inserido num quarteirão de 4 edifícios – Figura 8.

O território foi estruturado por uma rede de arruamentos principais, Av. dos E.U.A., Av. de Roma e Av. da Igreja, que o articulam com os importantes arruamentos limítrofes da Av. do Aeroporto e Campo Grande, e o dividem em oito células funcionais (Figura 7b), onde, além da habitação, se integra, em total continuidade física e de imagens, todo o tipo de equipamentos urbanos (desde zonas industriais a grandes equipamentos sociais e desportivos, como é o caso do atual Parque do INATEL).



Figura 8 Localização aérea (em cima) e fachada (em baixo) do edifício de estudo

3.2 Caracterização

O edifício de estudo é composto por três pisos, com dois fogos por piso, numa área coberta de 154,12 m². As habitações têm um pé direito de 3,06 m. O piso do rés do chão encontra-se a 0,95 m da cota do terreno, não assentando diretamente no solo nas zonas de pavimento de madeira.

Consultando o projeto de fundações e recorrendo à memória descritiva, verificou-se que as fundações são diretas, no prolongamento das paredes resistentes.

As fachadas são de alvenaria de pedra irregular ordinária com cal hidráulica, com espessura variável em altura de 0,50 m para 0,40 m. Os ressaltos, ao nível dos pavimentos, são de 0,05 m. Os panos de peito (muro de apoio da janela) são constituídos por alvenaria de tijolo furado a meia vez (0,15m).

As empenas, também de alvenaria de pedra irregular, apresentam espessura constante de 0,50 m, sem aberturas, e, no caso de serem meeiras, elevam-se até a cumeeira com o objetivo de "corta-fogo".

Por sua vez as paredes interiores são constituídas, na sua maioria, por alvenaria de tijolo furado. No rés do chão, a parede interior, segundo a direção da fachada (direção X), apresenta uma espessura de 0,25 m ao passo que as dos restantes pisos é de 0,15 m.

Na figura 9 apresentam-se as diferenças de planta do rés do chão para o 2.º piso. A utilização de tijolo maciço surge, nesta tipologia de edifício, nas paredes intermédias das escadas abaixo do 1.º andar, com espessura de 0,25 m, e nas paredes laterais das escadas de serviço (que dão acesso ao tardoz), com espessura de 0,15 m. Existem ainda paredes de alvenaria de tijolo maciço nas paredes laterais das escadas de acesso a tardoz do edifício, incluindo arcos e panos de apoio.



Figura 9 Plantas do edifício, com constituição das paredes: rés do chão e 2.º andar

O pavimento original, nas zonas dos quartos e sala, é composto por vigamento de madeira de dimensão $0,08 \times 0,16$ m, com espaçamento de 0,35 m nos quartos, e de 0,40 m na sala, orientado perpendicularmente às fachadas (Figura 10).

Os vigamentos são ainda devidamente tarugados, contribuindo assim para aumentar a rigidez no seu plano. O revestimento é em soalho à portuguesa pregado ao vigamento.

A laje de esteira é composta, igualmente, por vigamento de madeira mas com espaçamento de 0,50 m. Nas zonas de serviço (casas de banho e cozinha) o pavimento é constituído por uma laje de betão armado com espessura de 0,12 m.



Figura 10 Pavimento original do edifício

A cobertura, designada no projeto inicial, não é acessível. É constituída por asnas, madres, varas e ripas de pinho. O revestimento é em telha "Lusa".

Importa, ainda, realçar as cintas de travamento de betão armado nas fachadas, em todos os pisos, à altura das vergas das janelas, com a espessura das paredes e 0,20 m de altura. De salientar também os pequenos lintéis de betão armado nas vergas de cada vão de porta (Figura 11).

O edifício sofreu uma alteração estrutural relevante, em 1967, com a substituição dos pavimentos originais de madeira por lajes prefabricadas "Prefor", compostas por vigotas de betão armado pré-esforçado [13].



Figura 11 Cintas de travamento das fachadas

4 Avaliação sísmica do edifício em estudo

A avaliação sísmica do edifício em estudo foi feita usando uma análise dinâmica linear por espectro de resposta segundo o Eurocódigo 8 (EC8) [15], recorrendo ao programa SAP2000 [16] e tendo-se definido um modelo numérico tridimensional do edifício inserido no quarteirão.

4.1 Propriedades e resistência dos materiais

Para a modelação do edifício caracterizaram-se os principais materiais estruturais existentes: alvenaria de pedra, alvenaria de tijolo maciço, alvenaria de tijolo furado, betão armado e madeira de pinho.

Todos os valores usados para a definição das alvenarias foram: (i) estimados com base na norma italiana [17] e na coletânea de trabalhos realizados no âmbito do programa *SEVERES* (http://www.severes.org), conforme especificado em detalhe em [13], e (ii) ajustados conforme a frequência fundamental pretendida. Segundo [18], a frequência média fundamental do edifício em estudo deve ser de aproximadamente 5-5,5 Hz.

A Tabela I apresenta todos os valores adotados. Os valores resistentes considerados, e apresentados na Tabela II, foram minorados por um fator de confiança de 1,35 definido pelo "Nível de Conhecimento" da estrutura (valores entre parênteses) [15]. Neste trabalho, dada a limitação das condições para inspecionar o edifício, admitiu-se o nível mais condicionante – Conhecimento Limitado (*Limited Knowledge*).

A partir das propriedades dos materiais apresentados na Tabela I, dos valores assumidos para a restante carga permanente e para a sobrecarga, definiram-se os valores das massas e das cargas verticais a considerar na análise dinâmica por espectros de resposta.

Os valores considerados estão pormenorizadamente definidos em [13] e foram retirados da memória descritiva, caderno de encargos, documentação "Prefor" e estimados a partir de bibliografia especializada.

Mate estrut	rial ural	Localização	Peso volúmico (γ) [kN/m³]	Módulo de elasticidade (E) [GPa]	Coeficiente de Poisson (v)
Alvenaria -	Pedra	Fachada Empena	21	1,5	
	Tijolo maciço	Parede interior	18	1,5	
	Tijolo furado	Parede interior Pano de peito	12	1,2	0,2
Betão arm	iado	Vigas Pavimento	25	29	
Madeira d	e pinho	Pavimento	7	6	

Tabela I Propriedade dos materiais utilizados

Tabela II Valores adotados para a resistência dos materiais

Material	Resistência	Resistência	Resistência
	compressão f _c	tração <i>f_t</i>	ao corte τ _o
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Alvenaria de pedra	2,60	0,084	0,056
	(1,93)	(0,062)	(0,0415)
Tijolo furado	2,40	0,09	0,060
	(1,78)	(0,067)	(0,044)
Tijolo maciço	3,20	0,114	0,076
	(2,37)	(0,084)	(0,0562)

Nota: A resistência à tração (f_t) foi definida segundo [15]: $f_t = 1.5^* \tau_0$

4.2 Modelação estrutural

Na modelação do edifício tiveram-se em conta todas as paredes existentes (exteriores e interiores) no projeto inicial bem como as aberturas (vãos de portas e janelas) – Figura 12. Posteriormente, resultado das visitas ao local, foram removidas algumas paredes interiores no modelo por forma a representar a estrutura existente.

As paredes de alvenaria foram modeladas como elementos bidimensionais de quatro nós – elementos de casca (area shell-thick).

A modelação das vigas de betão armado foi feita através de elementos de barra (*frame*) e para modelar o pavimento de betão armado do edifício optou-se, simplificadamente, pela hipótese de diafragma rígido em todos os pavimentos (piso rígido no plano).

Relativamente ao pavimento de madeira dos edifícios adjacentes, foi necessário criar uma malha de elementos de barra (*frame*), dispostos perpendicularmente às fachadas, de maneira a simularem as vigas de madeira do pavimento. A modelação dos pavimentos de madeira exigiu a criação de uma malha compatível com a malha irregular das paredes (Figura 13). Para tal, foi necessário definir classes de *espaçamentos equivalentes* para os barrotes, considerando massas e inércias equivalentes às massas reais do pavimento [13].



Figura 12 Representação das paredes (fachada principal e parede interior)



Figura 13 Representação da configuração final do pavimento de madeira dos edifícios adjacentes (SAP2000)



Figura 14 Modelo final da banda em SAP2000 (edifício de estudo à esquerda)

Para representar as fundações admitiu-se que a base de todas as paredes se encontra encastrada. Esta condição de apoio é admissível dado que se presume que o solo de fundação já se encontra perfeitamente consolidado.

Na Figura 14 apresenta-se o resultado final da modelação em SAP2000.

4.3 Caracterização dinâmica

Depois da modelação concluída realizou-se uma análise modal para a caracterização das propriedades dinâmicas do edifício: frequências e modos de vibração.

A Figura 15 representa a configuração modal dos três primeiros modos de vibração: (i) o primeiro modo de vibração do modelo dá-se segundo a direção Y com uma frequência de 5,7 Hz e um fator de participação de massa de 69%; (ii) o segundo modo apresenta torção em torno do centro geométrico da banda de edifícios com uma frequência de 6,1 Hz; (iii) o terceiro modo de vibração é de translação em X com uma frequência de 6,5Hz e um fator de participação de massa de 76%, demonstrando que esta direção é a mais rígida, embora seja a direção das fachadas e com menor densidade de paredes interiores. Os resultados obtidos foram comparados com os definidos em [18] – os valores agui propostos foram obtidos para diferentes tipos de edifícios e indicam, para edifícios equivalentes ao caso de estudo, um intervalo de valores entre 5 e 5,5 Hz para a frequência fundamental. Verificou-se que os resultados obtidos apresentam uma boa correspondência com os valores propostos em [18].



Figura 15 1.º Modo de vibração (direção Y); 2.º Modo de vibração (rotação em z); 3.º Modo de vibração (direção X)

Neste trabalho [13] foram realizados diferentes estudos paramétricos, com o intuito de avaliar a influência de: (i) o edifício estar isolado ou inserido em banda; (ii) o edifício isolado ter os pisos existentes (pavimento laje de betão armado com vigotas prefabricadas; modelado como piso rígido no seu plano) e os pisos originais (pavimento laje de betão armado + pavimento de madeira: piso rígido e flexível).

Concluiu-se que o tipo de pavimento, juntamente com a disposição em banda dos edifícios e a utilização de empenas meeiras, influencia o modo de vibração da estrutura e a sua rigidez global. Constatou--se da análise dos 3 primeiros modos que a banda funciona como unidade estrutural, consequência da rigidez dos pisos de betão armado e da partilha das empenas e continuidade das fachadas. Verificou-se ainda que o pavimento de betão armado (pavimento rígido) distribui os esforços proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais e, como tal, quando o edifício é estudado isoladamente, observa-se que o primeiro modo de vibração se dá segundo a direção X [13] – direção correspondente à fachada e paredes com maior número de aberturas.

4.4 Resultados obtidos – Apresentação e análise

Para a análise dinâmica linear por espectro de resposta, definiu-se o espectro de resposta segundo o EC8, considerando os sismos tipo 1 e 2, um solo de fundação tipo C, e um fator de importância $Y_{II} = 1,0$. O EC8 – Parte 3: "Avaliação e reforço de edifícios existentes", relativamente ao nível da ação sísmica a considerar na avaliação da segurança e reabilitação, não indica qualquer redução relativamente aos valores indicados para edifícios novos e como o correspondente Anexo Nacional ainda não está disponível, optou-se neste trabalho por assumir para a análise dinâmica linear a totalidade da ação sísmica (*i.e.*, o valor da ação sísmica que se define para o dimensionamento de edifícios novos). No entanto, é importante realçar que utilizar o mesmo nível de exigência (para a verificação de segurança face a ação sísmica) considerado nas edificações novas pode conduzir a resultados inadequados, podendo levar a medidas de reforço drásticas e, provavelmente, desnecessárias [13].

O comportamento não linear foi considerado, simplificadamente, admitindo um coeficiente de comportamento (q) de 1,5 – valor correspondente a estruturas de Classe de Ductilidade Baixa (EC8) – assegurando assim uma atitude conservadora.

O efeito da ação sísmica deve ser combinado para os diferentes modos de vibração relevantes. Dado que existem modos de vibração com frequências próximas, a combinação mais adequada é a Combinação Quadrática Completa (CQC). Relativamente aos métodos de combinação direcional de ações, recorreu-se à combinação "*Square-Root-of-Sum-of-Squares*" (SRSS), onde o valor máximo do efeito da ação sísmica na estrutura é calculado através da aplicação da raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços resultantes de cada componente horizontal da ação sísmica, e assumindo que o sismo atua simultaneamente nas duas direções principais, X e Y. Os resultados obtidos com a análise dinâmica linear por espectro de resposta permitiram o estudo das tensões atuantes nas paredes de alvenaria e a realização do mapa de danos relativo à tensão de corte, com base no critério de *Mohr-Coulomb*.

4.4.1 Tensões Atuantes – Diagrama de Tensões

O estudo realizado consiste na verificação e análise das tensões verticais (σ_{22}) e de corte (σ_{12}) presentes nas paredes constituintes da estrutura devido à ação sísmica condicionante - Sismo Tipo 2. Em [13] são apresentados em pormenor os diagramas de tensões de todos

Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação com recurso a análises lineares Tiago Ferrito, Jelena Milosevic, Rita Bento



Fachada Principal

Combinação Quase Permanente



Tensão de corte – σ_{12}

Figura 16 Representação gráfica dos diagramas de tensões da fachada principal

os alinhamentos relevantes do edifício em estudo considerando o edifício inserido em banda (como deve ser efetivamente modelado). Neste artigo apenas se apresentam os resultados para a fachada principal (Figura 16) e empena condicionante (Figura 17).

Por forma a tornar mais claro e evidente a influência da ação sísmica no diagrama de tensões verticais e, principalmente, de corte, são apresentados os diagramas de tensões devidos à Combinação Quase Permanente (C.Q.P. - cargas verticais) e devido à Combinação Sísmica (C. Sísmica – cargas verticais + sismo). Chama-se a atenção que, apesar de as tensões devidas à ação sísmica serem positivas (resultantes da combinação modal CQC e direcional SRSS), o programa SAP2000 determina, para a combinação sísmica (C. Sísmica), a envolvente máxima e mínima considerando as tensões devidas ao sismo de compressão (valores obtidos da combinação modal e direcional afetados de sinal negativo) e de tração, respetivamente.

Vigas de B.A.

Na representação dos diagramas de tensões verticais (σ_{22}), os valores positivos correspondem a tensões de tração e os valores negativos a tensões de compressão.

Da análise dos diagramas obtidos (aqui representados apenas para a fachada principal – Figura 16) conclui-se que para a C.Q.P. é possível observar que existem, como seria de esperar, consideráveis compressões nas fachadas – principal e de tardoz – mas também nas paredes interiores e empenas (a Figura 17 representa a empena com valores de tensão mais elevados, empena A cuja localização está identificada na Figura 14), com valores mais elevados na base [13]. Tal como seria de esperar, o edifício com pavimentos de betão armado apresenta maiores tensões de compressão na base. É possível, também, verificar a existência de tensões verticais de tração, com valores consideráveis nas zonas superior e inferior dos vãos, sugerindo portanto que nessa zona se encontra alguma fendilhação. Essas zonas são "suportadas" por lintéis de betão armado, como tal, é pouco provável que essas tensões de tração estejam na realidade associadas a fendilhação.



Figura 17 (a) Tensão vertical da empena A (não meeira); (b) Tensão de corte das empenas

Através da observação das figuras referentes à C. Sísmica, verifica--se que as tensões de compressão, na fachada principal (Figura 16), concentram-se nas "colunas" centrais de alvenaria de pedra ao passo que a maior concentração de tensões de tração surge entre vãos de

aberturas e no canto inferior esquerdo da base (zona de ligação com a parte da empena que não é meeira) sugerindo um elevado nível de fendilhação nessas zonas. O efeito da ação sísmica é condicionante para a análise das tensões de corte. Constata-se que nas fachadas – principal (Figura 16) e também de tardoz – registam-se as maiores tensões de corte, em especial nas zonas correspondentes aos panos de peito e entre vãos de aberturas – zonas de descontinuidade.

No caso das empenas, verificou-se que o padrão de distribuição de tensões é muito parecido, sendo que é na empena que não é meeira (empena A – Figura 14) que se verificam tensões de tração mais elevadas – Figura 17a).

4.4.2 Mapas de danos

Os resultados obtidos com o SAP2000 permitem observar as tensões atuantes nas paredes da estrutura e identificar as zonas de acumulação de tensões verticais (compressão e tração) e de corte.

A verificação de segurança para o Estado Limite Último (E.L.U.) é feita posteriormente comparando as tensões de cálculo com as tensões resistentes e, para o corte, apresentada através de um mapa de danos. Apresenta-se na Figura 18 o mapa de danos para a tensão de corte. Neste mapa assinala-se com (•) quando o valor atuante de corte para a C. Sísmica (σ_{12}) excede o valor resistente τ , obtido segundo o critério de *Mohr-Coulomb*:

$$\tau = \tau_0 + \sigma t g \phi \tag{1}$$

onde τ (resistência ao corte) representa a tensão tangencial máxima admissível da alvenaria, τ_0 a resistência de corte (ver valores da Tabela II), σ a tensão normal de compressão e ϕ o ângulo de atrito interno (admitiu-se o valor de 0,4) [19].

Observa-se que na fachada principal (e também na de tardoz [13]) a tensão de resistência ao corte é ultrapassada em diversas zonas. O padrão de danos é consistente na medida em que as zonas mais afetadas pela ação sísmica são as zonas junto às aberturas (principalmente os panos de peito) e as zonas de ligação entre fachada e empenas. A diferença de rigidez entre elementos (panos de peito/paredes da fachada) e o valor reduzido de compressão existente nessas zonas levam a que a resistência ao corte seja ultrapassada. É importante, no entanto, realçar duas considerações admitidas neste estudo que deveriam ser analisadas, o seu efeito, em trabalhos futuros: (i) foi assumida a totalidade da ação sísmica, considerada no dimensionamento de estruturas novas; e (ii) considerou-se para a definição da tensão de corte resistente (Equação 1) o valor máximo obtido com a análise dinâmica por espectro de resposta para a tensão vertical e posteriormente comparou-se o valor resistente assim obtido com o valor máximo da tensão de corte atuante. Consequentemente se se reduzisse a intensidade da ação sísmica (por exemplo para 75%-85% do valor considerando) as tensões atuantes seriam inferiores aos valores obtidos. Por outro lado, como as tensões verticais e de corte máximas não ocorrem simultaneamente, seria razoável reduzir o valor das tensões verticais (como limite, poderia considerar-se, irrealisticamente, um valor nulo), fazendo reduzir também o valor da tensão de corte resistente.

A verificação de segurança foi também avaliada ao nível das tensões de compressão máximas atuantes. Os resultados revelaram que,

Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação com recurso a análises lineares Tiago Ferrito, Jelena Milosevic, Rita Bento

Mapa de Danos



Dist. (Pseudo) Triangular

Figura 18 Mapa de danos da fachada principal – corte

para os valores considerados de resistência à compressão dos diferentes materiais (ver Tabela II), a segurança é verificada.

Por fim é importante referir que este edifício, quer isolado quer inserido em banda, foi também estudado recorrendo a análises estáticas não lineares [20]. As duas análises (dinâmica linear e estática não linear) distinguem-se fundamentalmente pela qualidade dos resultados obtidos. Na análise linear, os resultados obtidos são em geral conservativos e, a partir da análise de tensões de cálculo, para a intensidade de ação sísmica considerada, é possível apenas observar as zonas de acumulação de tensões verticais (compressão e tração) e de corte. A análise estática não linear fornece informação sobre as características da estrutura que não se obtêm em análises lineares e permite avaliar mais adequadamente o comportamento não linear de estrutura, a sua ductilidade e identificando as regiões críticas da estrutura.

Da observação do mapa de danos obtido pela análise dinâmica linear e pela análise estática não linear [20] conclui-se que o padrão de danos para o corte é muito idêntico, sobretudo, nas fachadas - Figura 18.

Com base nos resultados das análises não lineares determinou-se o valor de coeficiente de comportamento (q), confirmando que o valor considerado neste trabalho, para a análise dinâmica linear (q = 1,5), é baixo.

5 Comentários finais

Neste estudo caracteriza-se e analisa-se o comportamento estrutural e desempenho sísmico de um edifício "de placa" tipo do Bairro de Alvalade, inserido num quarteirão e construído ao abrigo do programa de CRE. Para tal, recorreu-se a uma análise dinâmica linear por espectro de resposta, como preconizado no EC8. O edifício de estudo é constituído por lajes de betão armado maciço nas zonas húmidas (cozinha e casa de banho) e nas restantes zonas por lajes de vigotas pré-esforçadas de betão armado, substitutas do habitual pavimento de madeira ainda existente nos edifícios adjacentes.

Analisando o diagrama de tensões, verificou-se que a ação do sismo provoca uma quantidade significativa de tensões de tração junto das aberturas e nas zonas entre elementos com diferente rigidez (por exemplo, panos de peito). O mesmo se verifica com as tensões de corte. É percetível, também, a diferença de acumulação de tensões do edifício de estudo (pavimento aproximadamente rígido no plano) para os edifícios adjacentes (pavimento flexível). No primeiro, os elementos verticais mais rígidos, como as fachadas e as empenas, apresentam maior acumulação de tensões do que as paredes interiores, ao passo que nos segundos as paredes interiores são mais sobrecarregadas [13]. O mesmo se verifica quando se analisa o mapa de danos correspondente à tensão de corte. Porém, este mapa de danos tem em conta o critério de *Mohr-Coulomb* para a definição dos valores resistentes, revelando que em alguns casos (por exemplo as empenas) a influência da tensão de compressão para a verificação da segurança ao corte tem um efeito benéfico, uma vez que aumenta a resistência ao corte dos elementos estruturais. Não se apurou qualquer tipo de dano para a tensão de compressão atuante face à ação sísmica.

O desempenho sísmico do edifício também foi avaliado recorrendo a análises estáticas não lineares [20]. Comparando os resultados das duas análises foi possível concluir que: (i) o padrão de danos para o corte é muito idêntico; e (ii) o valor adotado para o coeficiente de comportamento (q = 1,5) é baixo. O valor de q, obtido com base nos resultados das análises estáticas não lineares [20], confirmou este facto.

Referências

- Cóias, Vitor "A reabilitação do edificado de Lisboa e o reforço sísmico", Encontro Nacional Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, Portugal, 2010
- [2] Regulamento Geral da Construção Urbana, 5.ª edição, Direcção dos Serviços de Urbanização e Obras, CML, Portugal, 1944.
- [3] Nunes Silva, Carlos Política Urbana em Lisboa, 1926-1974, Coleção Cidade de Lisboa, n.º 26, Livros Horizonte, Lisboa, 1994.
- [4] Sousa, M. L. et al. "Caracterização do Parque Habitacional de Portugal Continental para Estudos de Risco Sísmico", *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 2006, n.º 66, p.35-50.
- [5] Costa, João P. Bairro de Alvalade: um Paradigma no Urbanismo Português, Portugal, Livros Horizonte, 2006.
- [6] Câmara Municipal de Lisboa A Urbanização do Sítio de Alvalade, edições CML, Lisboa, Setembro de 1948.
- [7] Eloy, S. "A Methodology for Housing Rehabilitation Applied to the 'Rabo de Bacalhau' Building Type", 2.ª Conferência da Rede Portuguesa de Morfologia Urbana, ISCTE-IUL, Portugal, Lisboa.
- [8] Monteiro, M.; Bento, R. Characterization of 'Placa' Buildings, ICIST DTC 02/2012, Portugal, 2012.
- [9] Alegre, M. A. Nave "Estudo de Diagnóstico de Consulta e Apoio à Reabilitação das Casas de Rendas Económicas das Células I e II do Bairro de Alvalade", Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Construção, Instituto Superior Técnico, Portugal, 1999.
- [10] Appleton, João "Tipificação do parque construído" in Lopes, M. (ed), Sismos e Edifícios, Portugal, Edição Orion, Setembro 2008.

- [11] Lamego, Paula "Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco", Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil/Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal, 2014.
- [12] Regulamento de Estruturas de Betão Armado, Dec. 25948, INCM, Lisboa, Portugal, 1935.
- [13] Ferrito, Tiago "Avaliação sísmica de um edifício "de placa" do Bairro de Alvalade - Análise Linear e Não Linear", Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil/Estruturas, Orientadora Científica: Rita Bento, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, 2015.
- [14] AML Arquivo Municipal de Lisboa Memória Descritiva do edifício da Rua Actor Isidoro, nº13; Obra 52869, Processo 28208/DSC/PG, 1939.
- [15] CEN, European Committee for Standardization "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", EN 1998-3, Junho 2005.
- [16] SAP 2000 Computers and Structures Inc., SAPv15, Analysis Reference Manual, Berkeley, California, USA, 2008.
- [17] Norma NTC 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", Official Bulletin, 2008.
- [18] Sousa Oliveira, C. "Actualização das bases de dados sobre frequências próprias de estruturas de edifícios, pontes, viadutos e passagens de peões, a partir de medições expeditas in-situ", 6.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, ICIST/IST, Portugal, 2004.
- [19] European Committee for Standardization (CEN) Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (EC6-1), 2001.
- [20] Ferrito, Tiago; Milosevic, J.; Bento, R. "Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry-RC building aggregate by linear and nonlinear analyses", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2016, n.º 14, p.2299--2327. doi: 10.1007/s10518-016-9900-0.

Edifício "de placa" do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação com recurso a análises lineares Tiago Ferrito, Jelena Milosevic, Rita Bento

Reforço de ligações tradicionais de madeira

Reinforcement of carpentry joints

Sara Barbosa Jorge M. Branco Filipe Ferreira

Resumo

Às ligações tradicionais está associado um conjunto de patologias fruto das variações dimensionais, degradação prematura do material, erros de projeto ou de execução. Durante muitos anos, devido à falta de conhecimento e dificuldade em compreender o comportamento das ligações existentes nas estruturas de madeira, realizaram-se intervenções excessivamente conservadoras, muitas das quais aumentavam substancialmente a rigidez das ligações, ou, em casos mais extremos, optava-se pela remoção parcial ou completa da estrutura. Surge assim a necessidade de desenvolver um processo criterioso que permita avaliar e compreender o tipo de patologia e intervir sobre os elementos, reparando ou reforçando a ligação, de modo a restituir os níveis de segurança e a preservar o valor histórico e cultural da estrutura.

Nesse sentido, o presente trabalho pretende colmatar a falta de informação disponível no que se refere à análise, dimensionamento e reforço de ligações tradicionais de madeira. Apresentam-se aqui a definição da geometria e modelos de dimensionamento destas ligações e do seu reforço.

Abstract

To the traditional joints is associated a set of pathologies outcome of dimensional variations or premature degradation, design errors or of execution. For many years, because of the lack of knowledge and difficulty in understanding the behavior of bonds existing in the wooden structures, were performed interventions excessively conservative, many of which substantially increased the stiffness of the bonds, or in extreme cases they opted for partial or complete removal of the structure. Thus arise the necessity of developing a judicious process that allows to evaluate and understand the kind of pathology and intervene on the elements by repairing or reinforcing the joints, so as to restore the levels of safety guards and to preserve the historical and cultural value of the structure.

Therefore this study aims to fill the lack of information available in relation to the analysis, sizing and strengthening joints of traditional wood. Here are presented the definition of the geometry and design models of these joints and their reinforcement.

Palavras-chave: Ligações tradicionais de madeira / Geometria / Dimensionamento / / Reparação / Reforço Keywords: Carpentry joints / Geometry / Design / Strengthening

Sara Barbosa

Aluna do Mestrado Integrado em Engenharia Civil Universidade do Minho Guimarães, Portugal sara_isabel_barbosa@hotmail.com

Jorge M. Branco

Professor Auxiliar Universidade do Minho, ISISE, Departamento de Eng. Civil Guimarães, Portugal jbranco@civil.uminho.pt

Filipe Ferreira

Mestre em Engenharia Civil AOF – Augusto de Oliveira Ferreira & Ca Lda. Braga, Portugal filipeferreira@aof.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.

BARBOSA, S. [*etal.*] – Reforço de ligações tradicionais de madeira. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 21-34.

1 Introdução

Os principais problemas de insegurança em estruturas de madeira surgem nas ligações entre os seus elementos [1]. As ligações entre os vários elementos são pontos sensíveis na conceção e no cálculo das estruturas de madeira, em resultado da concentração de tensões que nelas se pode verificar, e com diferentes direções relativamente às fibras, o que num material anisotrópico como a madeira acrescenta complexidade no seu desempenho e correspondente análise.

Ao longo dos tempos foram desenvolvidas diversas técnicas de ligações de estruturas de madeira. Contudo, as mais antigas e também as mais presentes em toda a evolução da construção em madeira são as ligações madeira-madeira, nomeadamente as agora designadas por ligações tradicionais de madeira. Estas ligações foram realizadas com base em conhecimentos empíricos, sem o apoio de conhecimentos experimentais e analíticos suficientes. Assim, em qualquer uma destas estruturas de madeira, as ligações não podem garantir os níveis de segurança atualmente impostos, em particular para a ação sísmica [2].

Existem diferentes tipologias de ligações tradicionais, que foram evoluindo com a complexidade das estruturas, as quais, de uma forma geral, se podem enquadrar em quatro grupos: entalhes, empalmes, cruzamentos e acoplamentos.

As ligações por entalhes, às quais está associada a formação de um sulco em forma de "V" nas superfícies dos elementos a ligar, incluem o dente simples, podendo possuir respiga e mecha, o dente simples posterior e o dente duplo (Figura 1). O dente simples é a ligação por entalhe mais comum, no entanto, quando o comprimento do talão é insuficiente recorre-se ao dente simples posterior. O dente duplo é constituído por um dente simples e um dente simples posterior, aumentando a superfície de contacto no entalhe, o que permite que o nível das tensões de compressão atuantes seja menor e assim aumentar a capacidade de carga desta ligação comparativamente às ligações com um dente. Ao nível das superfícies dos entalhes, devido à redução efetiva da secção dos elementos na zona do entalhe, geram-se concentrações de tensões que são transmitidas por compressão e/ou atrito na interface dos elementos ligados. Sendo que o estado de tensão que se gera nas superfícies de contacto garante a integridade da ligação e impede que os elementos se separem, pelo que é importante garantir que não há descompressão da ligação. A respiga e a mecha representam uma secção de extremidade de menor dimensão, que quando presentes nas ligações garantem um melhor encaixe entre os elementos ligados e evitam deslocamentos para fora do plano da ligação (Figura 1 d) e e)).

Os cruzamentos correspondem à união de dois elementos de madeira através do seu corte, garantindo que a espessura da ligação seja a mesma que a do membro com menor espessura, e sobreposição perpendicular ou oblíqua (Figura 2). Tendo em conta a forma e a localização do entalhe nos elementos a ligar, existem diferentes tipos de cruzamentos. Por vezes, é comum, usar-se pinos de madeira ou ligadores metálicos para garantir a estabilidade da ligação.

Os empalmes garantem a continuidade longitudinal dos elementos através da união, topo a topo, de dois elementos de madeira (Figura 3). Existe uma diversidade de empalmes, os quais resultaram

da tentativa de melhorar o comportamento dos empalmes existentes, e variam consoante a forma e inclinação do entalhe. Este tipo de ligações serve essencialmente para receber esforços de tração.



Figura 1 Ligações por entalhes: a) dente simples; b) dente simples posterior; c) dente duplo; d) ligação com respiga e mecha; e) dente simples com respiga e mecha



Figura 2 Cruzamentos: a) cruz a meio fio; b) meio fio de encontro; c) meio fio de ponta; d) cauda de andorinha



Figura 3 Empalmes: a) união a meio fio; b) entalhe com ângulo; c) união a meio fio com entalhe; d) entalhe a meia madeira com entalhe; e) entalhe com ângulo e batente a meia esquadria

Por fim, os acoplamentos resultam da sobreposição de dois ou mais elementos de madeira, permitindo aumentar a secção transversal do elemento de madeira (ver Figura 4).

A maioria das ligações resulta da redução da secção dos elementos a ligar, à qual está associada uma perda da capacidade resistente dos

elementos, pelo que é necessário fazer um correto dimensionamento e garantir os níveis de segurança, tendo em conta as solicitações que contribuem para a resistência da ligação.



Figura 4 Exemplos de acoplamentos

A falta de rigor na execução das ligações, o elevado grau de improviso, os erros de conceção e dimensionamento e as inúmeras intervenções pontuais sem consideração do real comportamento da ligação podem, ao longo do tempo, reduzir substancialmente o seu nível de segurança. De forma a garantir a estabilidade da ligação a longo prazo e a suprimir os erros de execução, é habitual reforçar a ligação. Tradicionalmente, o reforço das ligações é realizado através da adição de elementos metálicos (estribos, esquadros, varões, parafusos, etc.) ou de madeira, cuja função é garantir a funcionalidade da ligação sob condições invulgares (ações cíclicas, vento, neve), prevenir a degradação da resistência da ligação e evitar a perda de contacto entre os elementos ligados. Contudo, existem técnicas mais inovadoras que envolvem a aplicação de materiais compósitos, em particular os polímeros reforçados com fibras de carbono ou vidro.

2 Geometria e dimensionamento das ligações tradicionais de madeira

O facto de a execução das ligações resultar de um trabalho de carpintaria, ao qual muitas vezes estão associados erros de corte, problemas de montagem ou retração da madeira, leva a que se gerem folgas, com diminuição das áreas de contacto, resultando em concentração de tensões.

Portanto, a correta definição da geometria das ligações é crucial, dado que tem influência sobre o mecanismo de distribuição das forças e o comportamento global da ligação. De seguida reportam-se as principais prescrições geométricas disponíveis na bibliografia europeia e os modelos sugeridos para o seu cálculo [3] [4] [5].

2.1 Entalhes

2.1.1 Geometria

A inclinação do entalhe (ϵ) (ver Figura 6) deve minimizar o ângulo entre as tensões de compressão transmitidas no entalhe e a direção das fibras da madeira em ambos os elementos que formam a ligação, de forma a aumentar a resistência e a rigidez de esmagamento da ligação [6]. Na Tabela I apresentam-se as principais recomendações europeias para a inclinação do entalhe, (ϵ), em função do ângulo de abertura entre os elementos ligados, β .

Na ligação com dente simples, o ângulo do entalhe ϵ é definido a partir de β (ângulo de abertura entre os elementos ligados), e toma o valor de (90°- β /2) quando a perna e a linha são constituídas

pelo mesmo material, o que garante que os ângulos entre as fibras e as tensões de compressão são iguais em ambos os elementos $(\alpha L = \alpha P = \beta/2)$ (Figura 5). Caso sejam constituídas por diferentes materiais, a solução ideal será adotar ângulos diferentes $(\alpha L \neq \alpha P)$ de forma a otimizar a transmissão das tensões de compressão. No caso da ligação com dente simples posterior, o ângulo do entalhe ε é geralmente 90°, o que significa que o entalhe é perpendicular ao eixo da perna (ver Figura 5). Deste modo, verifica-se uma perda de resistência e rigidez da linha em relação à perna, dado que o ângulo entre as fibras e a força de compressão axial é maior na linha.

Tabela I	Recomendações para a inclinação do entalhe presentes
	em documentos de distintas nacionalidades

		Suíça [7] Espanha [8]] Holanda [9]
Inclinação do entalhe (ε)	Dente simples	$90^{\circ} - \frac{1}{2} \beta$	$90^{\circ} - \frac{1}{2} \beta \le \epsilon \le 90^{\circ}$
	Dente simples posterior		$90^\circ \le \epsilon \le 110^\circ$
	Dente duplo	$\beta \leq 40^{\circ}$	$\beta \leq 50^{\circ}$





A fim de evitar o enfraquecimento da capacidade resistente do elemento que recebe o entalhe, é necessário estabelecer um limite para a sua profundidade t_v (ver Figura 6), que é normalmente dado em função do ângulo β (ver Tabela II).

Tabela II Recomendações para a profundidade do entalhe estabelecidas em distintos países



O talão corresponde ao troço da linha entre o topo da peça e o entalhe e nele se desenvolvem tensões de corte paralelas às fibras (Tabela III). Daí que o seu comprimento deve garantir a segurança frente a estas tensões de corte.

Tabela III Definição do comprimento do talão

		Espanha [8]	Suíça [7]	Holanda [9]	Alemanha [11]
Comprimento do talão (l _v)	Dente simples	l _v ≥150) mm	$l_v \leq 8.t_v$	$200 \le l_v \le 8.t_v$
	Dente	$l_{v1} \ge 150$) mm	$l_{v1} \ge 6.t_{v1}$	



Figura 6 Ligações por entalhe: a) dente simples; b) dente simples posterior; c) dente duplo



Figura 7 Dente simples com respiga e mecha

A respiga, encaixe de forma prismática, geralmente possui uma largura b_{ρ} igual a cerca de 1/3 da espessura do elemento de madeira (Figura 7) [12]. Para garantir o bom funcionamento do encaixe, a mecha deve ter uma largura igual à da respiga.

2.1.2 Verificações de segurança

Numa ligação por entalhe, os elementos de madeira quando submetidos a uma força F_d originam tensões que podem ocorrer na direção das fibras, na direção perpendicular às fibras, com um ângulo α em relação à direção das fibras e também tensões de corte. Assim sendo, na verificação da segurança destas ligações é necessário definir os caminhos de transmissão das forças atuantes e verificar a resistência do entalhe às tensões de compressão e às tensões de corte sobre o talão.

No corpo principal do Eurocódigo 5 [13] não são abordadas regras para a verificação da segurança das ligações por entalhe. Há contudo diferentes documentos nacionais que apresentam métodos de cálculo que se distinguem entre si sobretudo na decomposição das forças pelas superfícies de contacto e ainda no facto de alguns considerarem a existência de forças de atrito. Nesse sentido, será apresentada a abordagem mais simples e direta que diz respeito ao Anexo Nacional Holandês do Eurocódigo 5 [14], que assume que a força de compressão é igualmente distribuída entre a projeção horizontal e vertical das superfícies de contacto (Tabela IV). Além disso, assume uma redução de 20% no valor de cálculo da tensão tangencial resistente, dado que a distribuição da tensão ao longo do talão não é uniforme (ver Figura 8).

Tabela IVEquações de dimensionamento do dente simples e duplo,
segundo o Anexo Nacional Holandês do EC5 [14]

	Dente simples	Dente duplo
Verificação à compressão do dente (entalhe)	$\frac{F_d.cos\beta}{b.t_v} \le f_{c,0,d} $ (1)	$\frac{F_{d}.cos\beta}{b.t_{v2}} \le f_{c,0,d} (2)$
Verificação à compressão da superfície da linha	$\frac{F_d.sin\beta}{b.e} \le$	f _{c,90,d} (3)
Verificação ao corte do talão	$\frac{F_d.cos\beta}{b.l_v} \leq 0.8f_{v,d} $ (4)	$\frac{F_d.cos\beta}{b.l_{v2}} \leq 0.8f_{v,d} (5)$
h_{1}	180-592 F ₄ β Γ π π τ 127 Tantin	$\begin{array}{c} \mathbf{h}_{i} & F_{e} \otimes \boldsymbol{\beta} \\ F_{e} \cos \boldsymbol{\beta} \end{array} \\ F_{e} \cos \boldsymbol{\beta} \end{array}$

Figura 8 Esquema de distribuição das forças, segundo o Anexo Nacional Holandês do EC5 [14]

Onde F_d é a força axial, β é o ângulo formado entre os elementos que constituem a ligação, *b* é a largura do elemento de madeira, t_{v2} é a profundidade do entalhe posterior, *e* é a distância da superfície de corte, l_{v2} é o comprimento da superfície de corte do entalhe posterior, $f_{c,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão na direção paralela à direção das fibras (α =0), $f_{c,90,d}$ é o valor de cálculo da tensão tangencial resistência à compressão na direção perpendicular à direção das fibras (α =90) e $f_{v,d}$ é o valor de cálculo da tensão tangencial resistente.

2.2 Cruzamentos

2.2.1 Geometria

Nos cruzamentos, o material é removido de cada um dos elementos da ligação, de modo a garantir que a espessura da ligação seja a mesma que a do membro com menor espessura. Normalmente, as peças têm a mesma espessura e na área da união é removida metade da espessura de cada uma das peças. No entanto, para evitar a diminuição da capacidade de carga devida ao enfraquecimento para metade dos elementos de madeira, pode-se adotar uma espessura igual a 1/3 da altura do elemento de madeira de menor espessura.

A ligação cauda de andorinha é normalmente usada para reforçar a resistência à tração da ligação ou à inversão de esforços, face ao bloqueio criado pela forma trapezoidal do elemento que é definida por um chanfro cuja dimensão é geralmente 1/6-1/3 da altura do elemento de madeira.

2.2.2 Verificações de segurança

Nas ligações a meio fio solicitadas à compressão, quando as superfícies dos elementos de madeira que constituem a ligação

estão em perfeito contacto, é mobilizada a capacidade resistente do ligador e a capacidade resistente da madeira à compressão na direção perpendicular às fibras (Figura 9).

$$\frac{F_d - R_{v,d}}{b_1 \cdot e_2} \le f_{c,90,d} \tag{6}$$

onde F_d é a força de compressão, b_1 é a largura do elemento de madeira 1, e_2 é a espessura do entalhe do elemento de madeira 2 e R_{vd} é o valor de cálculo da capacidade resistente por plano de corte e por ligador (EC5: 8.2.3(3)) [13].

Quando as superfícies dos elementos de madeira que constituem a ligação não estão em perfeito contacto ou se a ligação é solicitada à tração, apenas é mobilizada a capacidade resistente do ligador para resistir ao esforço atuante (F_{c}).

$$F_d \le R_{v,d} \tag{7}$$

No caso de aplicação de um esforço transverso (V_{so}) , materializado pela aplicação de um esforço perpendicular ao entalhe, é necessário avaliar as tensões de tração perpendiculares às fibras que surgem no canto do entalhe:

$$F_{t,90,d} = 1,3 V_{sd} \times \left[3 \times (1-\alpha)^2 - 2(1-\alpha)^3 \right]$$
(8)

onde $\alpha = e_1 / e_2$.

Na ligação com cauda de andorinha, a verificação da segurança depende da forma como a ligação é solicitada, isto é, se está sujeita a esforços de compressão, de tração ou corte (Tabela V).

Onde *e* é a espessura do entalhe e $f_{t,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à tração segundo a direção paralela à direção das fibras.

É importante referir que o cruzamento que oferece maior resistência aos esforços de tração é a cauda de andorinha.

Tabela V Definição das condições de segurança tendo em conta o modo como a ligação é solicitada [5]

	Ligação solicitada à:	Verificações de segurança
	Compressão	$\frac{F_d}{A_{AFGH} - A_{BCDE}} \le f_{c,90,d} \tag{9}$
		1) Corte $\frac{F_d}{2(b \times e)} \le f_{v,d} $ (10)
et at the	Tração	2) Tração paralela às fibras $\frac{F_d}{A_{BCDE}} \le f_{t,0,d}$ (11)
O P.		2) Tração perpendicular às fibras $\frac{F_d}{e^2} \le f_{t,90,d}$ (12)
Figura 10 Ligação cauda de andorinha	Corte	$\frac{3}{2} \frac{V_{sd}}{A_{BCDE}} \le f_{v,d} \tag{13}$



Figura 9 Ligação meio fio de ponta solicitada à compressão, à tração ou a esforço de corte (V_{ed})

2.3 Empalmes

2.3.1 Geometria

Os empalmes resultam da união, topo a topo, de dois elementos de madeira, de modo a aumentar o comprimento longitudinal do elemento. Na tentativa de aumentar a rigidez da ligação, foi ao longo dos tempos sugerido um rebaixo, em forma de dente, na superfície do entalhe, dando origem à união a meio fio com entalhe. Por sua vez, da necessidade de neutralizar os efeitos de flexão provocados pela excentricidade em relação às forças transmitidas, surge o entalhe a meia madeira, que resulta da execução na extremidade dos elementos de entalhe, cuja dimensão é igual à do rebaixo (Figura 11).



a)







Figura 11 Empalmes: a) União a meio fio; b) União a meio fio com entalhe; c) Entalhe a meia madeira

O entalhe com ângulo e batente a meia esquadria surge da necessidade de melhorar o comportamento da ligação ao corte, dado que menos material é removido e o entalhe deixa de formar um ângulo reto [6]. O batente, quando presente, permite aumentar o contacto e facilitar a conceção da ligação. A geometria do entalhe oblíquo é definido por (ver Figura 12) [15]:

- O ponto A e B definem as extremidades do entalhe e correspondem a três vezes a altura do elemento de madeira.
- 2) O ponto C define o eixo central do entalhe e corresponde ao ponto central da linha média que une os pontos A e B.
- 3) A partir dos pontos A e C traçam-se arcos de raio igual à distância, de modo a obter um triângulo equilátero.
- O segmento AD corresponde à extensão de um dos lados do triângulo e termina com a interseção com a reta traçada a 1/5 da altura do elemento.
- 5) No ponto B e C repete-se o mesmo procedimento e define-se o segmento BE.
- 6) As linhas de corte definem-se unindo os pontos A-E e D-B.



Figura 12 Definição da geometria do entalhe com ângulo e batente a meia esquadria

2.3.2 Verificações de segurança

Atendendo à forma e inclinação do entalhe, as verificações de segurança diferem entre si (Tabela VI).

No plano da superfície ($b \times l$) da união a meio fio com entalhe há transmissão de tensões tangenciais de corte devido às forças de tração. Segundo Aira *et al.* (2015) [13], as tensões de corte apresentam uma distribuição não linear, pelo que é necessário considerar um fator de redução da resistência ao corte para que se possa admitir uma distribuição uniforme da tensão. Sugere-se a consulta de bibliografia mais especializada, como é exemplo [3] e [16], para uma melhor compreensão do efeito da distribuição não linear das tensões de corte.





3 Soluções de reforço e dimensionamento

O reforço das ligações tradicionais tem como objetivo resolver deficiências da estrutura original, aumentando a capacidade de carga da estrutura (por diferente uso) e limitando/diminuindo as deformações da mesma [17].

O reforço das ligações pode ser feito de diferentes formas, sendo que a cada solução está associado um comportamento característico em termos de capacidade de carga, rigidez e ductilidade. Em termos gerais, a excessiva rigidificação de uma ligação tradicional deve ser evitada, dado que pode conduzir a uma redistribuição de esforços diferente da original e assim alterar a resposta global da estrutura [18]. No caso de o reforço impedir os livres movimentos higrométricos da madeira, pode levar a que ocorra uma rotura frágil da estrutura pelos elementos ligados, especialmente se induzir tensões na direção perpendicular às fibras, uma vez que o comportamento da madeira a este tipo de solicitação é frágil. Por exemplo, na ligação com dentes simples a excessiva rigidificação impede que a ligação desenvolva o comportamento semirrígido sob influência de ações assimétricas (neve, vento, sismo) e leva a que ao nível da linha possa ocorrer rotura.

3.1 Entalhes

Nas ligações tradicionais com entalhe, como as forças são transmitidas por contacto direto e atrito, a existência de folgas nas superfícies em contacto do entalhe, por falta de precisão na execução do entalhe ou por retração da madeira, condiciona o funcionamento da ligação devido à redução da sua rigidez e

resistência. As folgas podem ser corrigidas através de cunhas de madeira, que devem estar devidamente ligadas (pregos, parafusos) aos elementos que compõem a ligação, de modo a garantir um perfeito contacto entre os elementos. Além disso, é recomendável que as cunhas de madeira sejam da mesma espécie, para terem o mesmo comportamento diferido (ao longo do tempo), e com um teor de água o mais próximo possível dos elementos a reforçar, para evitar futuros ajustes dimensionais [6]

A consolidação do talão por meio de pregos ou parafusos autoperfurantes (Figura 17a)), dispostos perpendicularmente em relação ao plano de corte, é uma outra medida de reforço das ligações com entalhes, sendo que o objetivo é evitar a rotura por corte do talão. Deste modo, o esforço cortante (F_d .cos β) que atinge o talão mobiliza a resistência ao corte da madeira e dos parafusos [6].

$$n_{ef} \cdot R_{v,d} + F_{v,d} \ge F_d \cdot \cos \beta \tag{21}$$

É comum o uso desta técnica de reforço quando existe a necessidade de aumentar a capacidade de carga das asnas, o que implica diretamente o aumento da capacidade de carga da ligação linha-perna, dado que é a ligação sujeita a maior concentração de esforços. Assim sendo, atendendo à impossibilidade de muitas das vezes não ser possível aumentar o comprimento do talão, recorre-se a este tipo de reforço.

Muitas vezes, devido à deterioração do talão, é necessário recorrer a próteses de madeira (Figura 17b)), para substituir o material degradado, fixas com elementos metálicos. No caso de se utilizarem parafusos autoperfurantes, para obter uma maior capacidade de carga da prótese estes devem estar inclinados [6].

Tabela VII Definição das condições de segurança tendo em conta o elemento de reforço

Elemento de reforço		Verificação de segurança			
Esquadros	The DOLG A	1) Resistência dos parafusos e da madeira	$\frac{F_d - n_{ef} \cdot R_{v,d}}{b.t_v} \ge f_{c,\alpha,d}$	(24)	
	v†	2) Resistência da chapa	$\frac{F_d}{2.b_c.e_c} \le f_y$	(25)	
Varão		1) Resistência ao corte ao varão	$R_{v,d} \ge F_d$	(26)	

Onde e é a espessura da chapa.

 n_{ef} . $R_{v,d} \ge F_d$.cos β



Figura 17 Reforço de ligações com entalhe: a) parafusos autoperfurantes; b) prótese de madeira aparafusada

Uma outra possibilidade de reforço que permite contornar os problemas relacionados com a deterioração da linha, erros de conceção ou aumento da capacidade de carga da ligação é o uso de uma braçadeira (Figura 18). A colocação deste elemento metálico tem como objetivo acomodar os esforços e garantir a estabilidade da ligação. Esta solução permite que a intervenção se estenda a um mínimo absoluto e é uma boa alternativa nas situações em que não há possibilidade de aumentar o comprimento do talão através de empalmes de madeira.

$$F_{t,Rd}.\cos\alpha \ge F_d.\cos\beta \tag{23}$$



Figura 18 Reforço de ligações com entalhes com braçadeira

A fim de manter a funcionalidade e estabilidade da ligação sob condições adversas (problemas de conceção, descarregamento da ligação, ações cíclicas), para as quais a ligação não foi originalmente concebida, é necessário recorrer ao reforço da ligação. A solução de reforço mais comum passa pelo recurso a elementos metálicos que impeçam os deslocamentos relativos entre os elementos, nomeadamente esquadros, varões e braçadeira (Tabela VII).

3.2 Cruzamentos

(22)

Os cruzamentos resultam do enfraquecimento de ambos os elementos que constituem a ligação, pelo que se deve garantir o perfeito encaixe dos elementos. Contudo, devido a fenómenos de retração ou falta de precisão, as superfícies deixam de estar em contacto e é necessário proceder ao seu reforço. Uma técnica tradicional de reforço é a colocação de cunhas de madeira, a fim de restabelecer a capacidade de carga da ligação para a qual foi concebida.

Para ajustar e aumentar a rigidez da ligação é possível executar na superfície do entalhe um (ou dois) dente (ver Figura 19). Contudo, deve-se ter em atenção que ao diminuir a superfície do entalhe diminui também a capacidade de carga.



Figura 19 Adição de um dente na superfície de entalhe da ligação a meio fio de ponta

Os pinos de madeira ou ligadores metálicos, quando adicionados às ligações, permitem não só a transferência das forças de tração e corte, como também garantem que os elementos estejam na sua posição (Figura 20). Além disso, também aumentam a capacidade de carga das ligações.

É necessário verificar a resistência do reforço relativamente à força de tração perpendicular às fibras [19] e que a distância mínima entre o parafuso e o entalhe seja $a \ge 5d$.

$$F_{t,90,d} = 1,3.V_d \left[3.(1-\alpha)^2 - 2.(1-\alpha)^3 \right]$$
(27)

onde $F_{t,90,d}$ é a força de tração segundo a direção perpendicular à direção das fibras, V_d é a força de corte de projeto e α é o valor de e_2 / h_r .



Figura 20 Reforço com parafusos totalmente autoperfurantes

Nos cruzamentos submetidos à tração é possível usar como solução de reforço chapas metálicas, braçadeira ou ligadores metálicos na zona do entalhe (ver Tabela VIII).

Tabela VIII Definição das condições de segurança tendo em conta o elemento de reforço



Figura 23 Reforço da ligação com ligadores metálicos

Onde e_c é a espessura da chapa e f_u é a tensão última.

3.3 Empalmes

A técnica tradicional de reforço das ligações por empalmes passa pela adição de ligadores metálicos (pregos ou parafusos autoperfurantes) nas áreas sobrepostas (Figura 24.a)). Os ligadores irão absorver os esforços de tração.

$$n_{ef} \cdot R_{v,d} \ge F_d \tag{34}$$

Quando as cargas são elevadas opta-se por colocar nas laterais da ligação placas de metal ou de madeira, a fim de aumentar a sua rigidez e resistência, que sem estes elementos é baixa (Figura 24.b)). Esta técnica de reforço é adequada e pouco intrusiva, mas no caso de se optar pelo uso de elementos de madeira, estes devem possuir características semelhantes à ligação original.

$$n_{ef} \cdot R_{V,d} + F_{V,d} \ge F_d \text{ (madeira)} \tag{35}$$

$$n_{ef} \cdot R_{V,d} + F_{u} \ge F_{d} \quad (\text{metal}) \tag{36}$$

onde F_{v_d} é a resistência ao corte da madeira, F_u é a resistência à tração da chapa e V_d é o esforço de corte atuante.



Figura 24 Reforço de empalmes: a) parafusos autoperfurantes; b) placas de metal

4 Conclusões

As estruturas de madeira são formadas por um conjunto de elementos, ligados entre si através de ligações tradicionais, onde as tensões são transmitidas através das superfícies em contacto. A conceção das ligações implica uma correta definição da sua geometria, dado que a mesma influencia o mecanismo de distribuição das forças na ligação e, consequentemente, o comportamento global da ligação. Com vista a colmatar a falta de informação no que se refere à definição dos parâmetros geométricos e verificações de segurança das ligações tradicionais de madeira, neste trabalho, são apresentadas algumas informações nesse sentido. No entanto, considera-se que é necessário desenvolver estudos com o objetivo de avaliar todos os parâmetros que afetam/definem cada tipo de ligação.

As intervenções de reforço permitem por um lado resolver deficiências da estrutura original, mas também aumentar a resistência e a

ductilidade atual das ligações tradicionais de madeira. Muitas vezes, as ações de reforço também surgem da necessidade de alteração do uso da estrutura ou da inadequação às normas de segurança atuais. Seja qual for o objetivo, existem diferentes técnicas para proceder à intervenção.

Embora existam alguns resultados científicos sobre o reforço de ligações tradicionais de madeira, existe uma clara falta de informação sobre regras para a sua conceção e dimensionamento. Neste trabalho são apresentadas algumas das soluções mais tradicionais de reforço de ligações que se baseiam na adição de elementos de madeira ou metálicos.

Os elementos de madeira são utilizados com vista a aumentar o contacto entre os elementos e deste modo eliminar a existência de folgas, em resultado de erros de execução ou retração da madeira. Por sua vez, os elementos metálicos asseguram uma maior ductilidade das ligações, aumentando a sua capacidade de redistribuição de esforços. Além disso, também podem ser utilizados para restituírem o contacto entre os elementos da ligação, impedir os deslocamentos relativos entre os elementos, aumentar a capacidade de suporte e/ ou rigidez da ligação.

Referências

- Itani, R. Y.; Faherty, K. F. "Structural wood research: state-of-the-art and research needs". ASCE, 1983.
- [2] Parisi, M. A.; Piazza, M. "Seismic strengthening of traditional carpentry joints". In Proceedings, 14th Conference of Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [3] Siem, J. "Assessment, Reinforcement and Monitoring of Timber Structures", COST Action FP1101 RILEM, Short Scientific Mission Report STSM-FP1101-071014-0496762011, Netherland, 2014.
- [4] Jockwer, R. et al. "Ergänzung zu:Vergleich der Bemessungsansätze für Stösse und Versätze: Norm SIA 265 / DIN 1052 / EN 1995-1-1", EMPA, Abteilung Holz, Dübendorf, 2010.
- [5] Martitegui, F. et al. "Diseño y cálculo de uniones en estruturas de madera: Documento de aplicación del CTE", Maderia Construcción. ISBN: 978-84-695-3438-0, Madrid, p.36.
- [6] Branco, J.; Descamps, T. "Analysis and strengthening of carpentry joints". Construction and Building Materials, Accepted, 2015.
- [7] SIA 265: 2012 SCIA, Swiss Standardisation Institute, Zürich, Switzerland, 2012.
- [8] DB-SE-M: 2009 "Documento Básico Seguridad Estructural: Estructuras de Madera. Código Técnico de la Edificación", Ministério de Vivienda, 2009.
- [9] NEN 6760: 2005 NEN, Dutch Standarsition Institute, Delft, The Netherlands, 2005.
- [10] CNR-DT 206: 2007 Istruzioni per la Pogettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno, Italy, 2007.
- [11] DIN 1052: 2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken-Allgemeine Bemessungsregein und Bemessungsregeln fur den Hochbau, 2004.

- [12] Feio A. O.; Saporiti J. M.; Lourenço P. B. "Capacity of a traditional timber mortise and tenon joint". SAHC 2008: Structural Analysis of Historical Constructions, Bath, UK, 2008, pp. 833-841.
- [13] EN 1995-1-1: 2010 "Eurocode 5: Design of timber structures -Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings". European Committee for Standardization, 2010.
- [14] NEN-EN 1995-1-1: 2013 NEN Dutch NA 8.11 Ambachtelijke verbindingen, Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 2013, pp. 12-16.
- [15] Montero, L. "Apuntes sobre Tecnología de la madera". Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Zamora, 1990, p. 268.
- [16] Verbist, M.; Branco, J. M.; Poletti, E.; Descamps, T.; Lourenço P. B. "Single step joint: overview of European standardized approaches and experimentations". In: XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation CINPAR2016, Porto, Portugal, 26-29 October 2016. 2756–2763.
- [17] Costa, L. Tipificação de soluções de reabilitação de pavimentos estruturais em madeira em edifícios antigos. Relatório de projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau mestre em Engenharia Civil- Especialização em Construções Civis, FEUP, 2009.
- [18] Dias, A. et al. "Avaliação, conservação e reforço de estruturas de madeira". Ed. José Saporiti Machado, Verlag Dashöfer Edições Profissionais Lda, Lisboa, 2009.
- [19] Kasal, B.; Tannert, T. "In Situ Assessment of Structural Timber: State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 215-AST", RILEM State of the Art Reports (7), 2011.

Reforço de ligações tradicionais de madeira Sara Barbosa, Jorge M. Branco, Filipe Ferreira
Caracterização laboratorial do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra regular

Laboratory characterisation of the out-of-plane performance of regular stone masonry walls

Tiago Miguel Ferreira Alexandre A. Costa António Arêde Ana Gomes Aníbal Costa

Resumo

A construção em alvenaria de pedra é uma das tecnologias construtivas mais antigas e mais amplamente utilizadas. Apesar disso, a resposta estrutural destes edifícios é complexa e o conhecimento do seu comportamento é ainda limitado, particularmente para ações horizontais para fora do plano. Neste contexto, o presente artigo descreve uma campanha experimental em laboratório realizada com o objetivo de caracterizar o comportamento para fora do plano de paredes tradicionais de alvenaria de pedra. No âmbito desta campanha foram construídos e caracterizados, em termos geométricos, mecânicos e dinâmicos, seis provetes de parede à escala real e ensaiados com recurso a duas técnicas de ensaio e três níveis de carregamento distintos. De entre outras observações relevantes, foi possível verificar que ambos os esquemas de ensaio foram capazes de mobilizar globalmente a resposta para fora do plano das paredes, tendo estas apresentado uma elevada capacidade de deformação e de dissipação de energia.

Abstract

Stone masonry is one of the oldest and most world-widely used building techniques. Nevertheless, the structural response of masonry buildings is complex and the knowledge about their mechanical behaviour is still limited, particularly when dealing with horizontal actions in the out-of-plane direction. In this context, the present paper describes an experimental program conducted in laboratory environment with the aim of characterizing the out-ofplane behaviour of traditional stone masonry walls. In the scope of this campaign, six full-scale sacco stone masonry specimens were fully characterised regarding their mechanic, geometric and dynamic features and tested resorting to two different loading techniques, under three distinct vertical pre-compression states. Among other relevant observations, it was possible to verify that both testing schemes were able to globally mobilize the out-of-plane response of the walls, which have presented substantial displacement and energy dissipation capacity.

Palavras-chave: Comportamento para fora do plano / Alvenaria de pedra / / Airbag / Carga linear / Ensaio experimental Keywords: Out-of-plane seismic behaviour / Stone masonry / Airbag / Line-load / / Experimental testing

Tiago Miguel Ferreira

Doutor, Investigador de Pós-Doutoramento ISISE, Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering, Universidade do Minho Guimarães, Portugal tmferreira@civil.uminho.pt

Alexandre A. Costa

Doutor, Professor Adjunto Convidado CONSTRUCT-LESE, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Instituto Politécnico do Porto Porto, Portugal alc@isep.ipp.pt

António Arêde

Doutor, Professor Associado CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal aarede@fe.up.pt

Ana Gomes

Mestre, Bolseira de Investigação CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal anazgomes@fe.up.pt

Aníbal Costa

Doutor, Professor Catedrático RISCO, Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal 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.

FERREIRA, T. M. [*et al.*] – Caracterização laboratorial do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra regular. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 35-48.

1 Introdução

O sistema construtivo em alvenaria de pedra é reconhecidamente um dos mais antigos e mais disseminados a nível global. De facto, se é verdade que pode ser considerado como um dos sistemas mais simples em termos construtivos, a sua complexidade em termos de caracterização mecânica e de avaliação do seu comportamento é inegável. Se a isto adicionarmos o seu fraco desempenho sísmico, é fácil constatar que a preservação e a salvaguarda deste edificado, de elevado valor cultural, histórico e patrimonial, assim como a segurança das populações que nele habitam, estão atualmente postas em causa. Os mecanismos de colapso para fora do plano são frequentes em edifícios de alvenaria não reforçada, onde as ligações ao nível dos pavimentos e da cobertura são tipicamente insuficientes ou inexistentes (ver Figura 1). Adicionalmente, uma vez que as construções tradicionais em alvenaria de pedra possuem normalmente diafragmas horizontais flexíveis, a estrutura não tem capacidade de mobilizar a contribuição das paredes transversais para a resistência sísmica do edifício, razão pela qual as paredes exteriores acabam muitas vezes por se comportar de forma independente, num tipo de resposta em consola. Relativamente aos edifícios com vários pisos, e apesar de grande parte dos registos de danos pós--sismo revelarem que os colapsos para fora do plano ocorreram maioritariamente ao nível dos pisos superiores (devido ao efeito de amplificação da ação sísmica), é igualmente importante estudar o comportamento global da parede de fachada, em toda a sua altura, tese que é corroborada, por exemplo, pelos mecanismos de dano apresentados por D'Ayala e Speranza [1].







Figura 1 Edifícios de alvenaria de pedra danificados na sequência do sismo de L'Aquila, Itália, em 2009

O interesse na caracterização destes elementos tem vindo a ganhar importância nos últimos anos, nomeadamente com o desenvolvimento de alguns trabalhos experimentais, quer em ambiente laboratorial, quer in situ. De entre vários exemplos que poderiam ser aqui citados, saliente-se a campanha laboratorial recentemente apresentada por Restrepo-Vélez et al. [2], na qual foram realizados ensaios estáticos a provetes de parede de alvenaria de pedra à escala 1:5 com o objetivo de verificar expressões analíticas já existentes para o cálculo da sua resistência horizontal, e o trabalho in situ de A.A. Costa et al. [3], no âmbito do qual foi ensaiado o comportamento para fora de plano das paredes de fachada de um edifício tradicional de alvenaria de pedra com dois pisos, através da aplicação de cargas quase-estáticas. Refira-se ainda um conjunto de trabalhos publicados recentemente neste campo por [4]-[7]. Pese embora a quantidade de trabalhos já desenvolvidos, o conhecimento efetivo em relação ao comportamento para fora do plano das paredes de alvenaria guando sujeitas à ação sísmica é ainda muito limitado e as técnicas experimentais desenvolvidas até ao momento não se encontram ainda inteiramente estabilizadas e validadas. A juntar a isso, uma grande quantidade da informação experimental disponível foi obtida através de ensaios realizados em provetes à escala reduzida, situação que pode influenciar significativamente a sua representatividade em relação ao comportamento de elementos reais, ou através de esquemas de ensaio onde a reprodução dos materiais existentes e as condições reais in situ são, no mínimo, questionáveis.

Tendo em conta as limitações apresentadas, este artigo pretende dar um contributo para o conhecimento do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra através da apresentação e discussão de uma campanha experimental realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto no âmbito do projeto de investigação FCT "Field Experimental Characterization of Stone Masonry Construction under Earthquake Actions", com o duplo objetivo de: i) validar um método de ensaio com airbags, através do confronto direto entre os resultados obtidos com recurso a dois esquemas de ensaio quase-estáticos distintos: a aplicação de uma carga uniformemente distribuída na superfície da parede através de sistema de airbags de nylon e aplicação de uma carga linear recorrendo a um atuador hidráulico posicionado no topo dos provetes de parede; e ii) obter parâmetros experimentais utilizáveis na calibração de metodologias analíticas simplificadas (ver [8]). Para tal, esta campanha envolveu a construção de seis provetes de alvenaria de pedra à escala real, semelhantes em termos materiais e geométricos, os quais foram posteriormente caracterizados e ensaiados.

2 Caracterização dos provetes de alvenaria

Em [9], De Felice salienta que o comportamento para fora do plano das paredes de alvenaria de pedra é fortemente influenciado não apenas pelas características mecânicas dos elementos que compõem a parede (unidades de pedra, argamassa de assentamento e material de enchimento), mas também pelas características geométricas e pelo aparelho e arranjo da secção. Assim, e uma vez que nas paredes de alvenaria tradicional a argamassa não tem capacidade resistente suficiente para garantir a ligação entre elementos, o funcionamento monolítico da parede deve ser garantido através da sua boa construção. Giuffrè [10], [11] foi um dos primeiros autores a dedicar-se a este assunto através do desenvolvimento de uma série de estudos numéricos e experimentais onde a influência do número de ligadores transversais (blocos que atravessam toda a secção transversal da parede) no comportamento para fora do plano da parede é claramente observada. Tendo em conta a importância dos parâmetros acima referidos na caracterização do comportamento para fora do plano das paredes de alvenaria de pedra, esta secção apresenta a caracterização geométrica, dinâmica e mecânica dos seis provetes de alvenaria ensaiadas no âmbito da presente campanha experimental.

2.1 Construção e caracterização geométrica dos provetes

Os seis provetes de parede foram construídos por pedreiros profissionais em condições laboratoriais controladas. Em termos dimensionais, apresentavam 1,30 m de largura, 0,65 m de espessura e 2,5 m de altura, o que representa um rácio *h/t* de 3,85 e um volume de 2,11 m³, por parede. Idealizados e construídos de forma a que possam ser considerados representativos da tipologia construtiva tradicional mediterrânea, os provetes são compostos por elementos pétreos de granito e material de enchimento não coesivo. A Figura 2 ilustra o processo de construção dos provetes.









Assumindo que a resposta sísmica para fora do plano das paredes é altamente dependente da morfologia da sua secção, na fase de construção dos provetes foram tidas em contas as seguintes



Figura 3 Levantamento geométrico dos seis provetes de parede construídos

propriedades: percentagem de ligadores transversais; arranjo dos elementos; dimensões dos elementos pétreos; e regularidade das juntas de argamassa. Assim, com o objetivo de estudar as características da sua secção, cada um dos seis provetes de parede foi discretizado e reproduzido em CAD através de blocos poligonais que representam a configuração, dimensão e arranjo dos elementos pétreos na secção da parede. O resultado deste levantamento encontra-se ilustrado nas planificações apresentadas na Figura 3, onde a direção Sul-Norte representa a direção para fora do plano das paredes. De forma a destacar a sua presença e localização, os ligadores transversais encontram-se representados com uma trama diagonal.

A Tabela I sumariza o número de ligadores transversais presentes em cada provete, assim como a distância vertical medida entre estes e o rácio entre a área de ligadores e a área total da secção.

Tabela I	Caracterização	das	secções	tendo	em	conta	а	presença
	de ligadores tra	nsve	ersais					

Provete _	Número de ligadores		Distância entre ligadores (m)		Área de ligadores (m²)		Percentagem de ligadores (%)	
	Este	Oeste	Este	Oeste	Este	Oeste	Este	Oeste
Parede 1	2	2	0,34	0,74	0,45	0,32	28	20
Parede 2	1	2	-	0,82	0,15	0,43	9	27
Parede 3	2	1	0,60	-	0,50	0,28	31	18
Parede 4	2	2	0,84	0,84	0,39	0,51	25	32
Parede 5	2	2	0,44	0,85	0,46	0,45	29	28
Parede 6	2	2	0,70	0,71	0,45	0,38	28	24

2.2 Caracterização dinâmica

Com o intuito de determinar as frequências próprias e a resposta modal de cada um dos provetes, realizou-se um conjunto de ensaios preliminares de caracterização dinâmica. O principal objetivo das medições realizadas consistiu na identificação das primeiras duas frequências próprias e dos correspondentes dois primeiros modos de vibração dos provetes de parede, a fim de estimar analiticamente o valor do seu Módulo de Elasticidade. As medições foram realizadas utilizando o software LabVIEW SignalExpress [12] para recolher um conjunto de informação obtida a partir de cinco acelerómetros unidirecionais (ver Figura 4) em intervalos de aquisição de aproximadamente 3 minutos, sob condições de vibração ambiental.





A análise modal dos provetes foi posteriormente realizada no software ARTeMIS Extractor [13], tendo sido identificadas as frequências próprias, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento estrutural. A título de exemplo, a Figura 5 apresenta o resultado da análise espectral obtido a partir das medições realizadas na Parede 1.



Figura 5 Parede 1: Resultado da análise espectral



Figura 6 Parede em consola: (a) aparato experimental; (b) modos de vibração e esquema estrutural equivalente



Figura 7 Paredes com restrição de deslocamento no topo: (a) aparato experimental; (b) modos de vibração e esquema estrutural equivalente

Importa referir que, devido a constrangimentos laboratoriais, as medições foram realizadas numa fase em que o *setup* de ensaio estava já preparado e por isso a resposta dinâmica dos provetes foi registada sob duas condições de apoio distintas: i) em consola (Paredes 1 a 3, Figura 6); e ii) restringida no topo (Paredes 4 a 6, Figura 7), situação que obrigou a que tivessem sido considerados dois esquemas estruturais diferentes na estimativa do Módulo de Elasticidade das paredes.

Segundo a teoria da dinâmica estrutural, o Módulo de Elasticidade de um sistema estrutural pode ser estimado com base nas suas frequências fundamentais. De acordo com [14], a primeira frequência angular de uma barra em consola e de uma barra com restrição de deslocamento no topo pode ser determinada de forma simplificada recorrendo às equações (1) e (2) respetivamente:

$$w_{c} = 1,875^{2} \sqrt{E l / \overline{m} l^{4}}$$
(1)

$$w_{fn} = \pi^2 \sqrt{E I / \overline{m} l^4} \tag{2}$$

onde *E* é o Módulo de Elasticidade, *I* é o momento de inércia da secção na direção considerada, \overline{m} é a massa da parede por unidade de comprimento e *l*, a sua altura total. A Tabela II reúne as frequências próprias obtidas com base no esquema de monitorização apresentado na Figura 4, assim como os valores de Módulo de Elasticidade estimados a partir das equações (1) e (2), considerando uma massa volúmica, γ , de 21 kN/m³ (medida no final da construção dos provetes de parede).

Provete	Esquema estrutural	Frequência fundamental (Hz)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Parede 1		8,39	0,53
Parede 2	consola	7,42	0,42
Parede 3		7,25	0,40
Parede 4		21,34	0,44
Parede 5	pinned-pinned	24,59	0,58
Parede 6		24,66	0,59
		Valor médio Coef. de variação	0,49 GPa 17,1%

 Tabela II
 Frequências fundamentais e módulos de elasticidade para a direção transversal (yy)

Em relação aos valores de Módulo de Elasticidade apresentados na Tabela II, importa salientar que estes se encontram dentro dos intervalos definidos na Tabela C8A.2.1 da Norma Italiana [15] para tipologias de alvenaria semelhantes às dos provetes ensaiados.

3 Programa de ensaio e procedimento de carga adotado

Como foi já referido, esta campanha experimental teve como principal objetivo caracterizar o comportamento para fora do plano

de seis provetes de parede de alvenaria de pedra à escala real, com recurso a cargas quase-estáticas aplicadas através de dois setups de ensaio e três níveis de compressão axial distintos. O primeiro setup consistiu na aplicação de uma carga uniformemente distribuída utilizando três airbaqs de nylon (com 1,6 m de altura, 0,7 m de largura e 0,35 m de espessura) e uma estrutura de reação composta por perfis metálicos HEB ancorados mecanicamente à parede de reação do laboratório, ver Figura 6 (a) e Figura 8 (a). O nível de pressão no interior dos airbags e o deslocamento de topo da parede, utilizado como deslocamento de controlo durante os ensaios, foram medidos de forma contínua através de um sistema de aquisição. A fim de facilitar a análise dos resultados, deste ponto em diante, os três ensaios com airbaqs serão designados por OP PA1, OP PA2 e OP PA3, respetivamente, onde OP significa "Out-of-Plane" e o sufixo PA(i) é referente ao setup utilizado (PA para o ensaio com airbags) e ao número do ensaio (i=1-3). O segundo setup de ensaio consistiu na aplicação de uma carga linear horizontal por meio de um atuador hidráulico controlado em deslocamento. De forma a evitar uma eventual resposta torsional do provete, o atuador foi centrado horizontalmente no topo da face tardoz da parede. Tal como se ilustra na Figura 8 (b), a reação ao atuador é garantida por uma estrutura metálica rígida ancorada à laje de ensaio do laboratório. Seguindo a lógica do que foi feito para o caso dos ensaios com airbags, os ensaios com carga linear serão denominados doravante por OP PF1, OP PF2 e OP PF3.



Figura 8 Vista lateral dos *setups* de ensaio com a aplicação da força axial de compressão

Relativamente à fundação dos provetes, importa notar que as construções tradicionais de alvenaria apresentam normalmente fundações superficiais, com ou sem aumento de secção (sobrelargura) em função da altura do edifício e da capacidade de carga do solo de fundação. Neste caso, com o objetivo de controlar as condições de fronteira dos ensaios, os provetes de alvenaria foram testados num esquema estrutural em consola, isto é, simplesmente apoiados na base de fundação em betão, simulando um sistema de fundação superficial sem sobrelargura. Note-se ainda que, mesmo para a situação mais desfavorável, isto é, para os ensaios sem compressão axial, o atrito entre a base de fundação em betão e a primeira fiada de elementos de alvenaria foi suficiente para garantir que não existia escorregamento na base do provete. Ainda assim, esta questão foi monitorizada ao longo dos ensaios através de um transdutor de deslocamento colocado na base, não tendo ocorrido qualquer escorregamento. Finalmente, a carga de compressão axial foi aplicada através de um atuador hidráulico colocado no topo do provete de parede, conectado a um elemento metálico ancorado na base de fundação por meio de dois tirantes equipados com uma célula de carga usada para medir a forca imposta pelo atuador, ver Figura 8. As forças axiais de compressão foram determinadas com o objetivo de reproduzir cargas realísticas de acordo que o especificado na Tabela III.

Tabela III Condições de carregamento utilizadas nos ensaios experimentais

		Condie carreg			Correspondência em		
Provete	Ensaio	N (kN)	σ _{base} (kPa)	ψ*	edifícios reais		
Parede 1	OP PA1	0	FDF	0	Parede resistente de		
Parede 4	OP PF1	0	52,5	0	de piso térreo		
Parede 2	OP PA2	FD	110 0	117	Parede resistente na		
Parede 5	OP PF3	52	113,3	1,17	tradicional de 2 pisos		
Parede 3	OP PA3	140	227 F	2.15	Parede resistente na		
Parede 6	arede 6 OP PF3		140 227,5		tradicional de 4 pisos		

*Rácio de sobrecarga: rácio entre a carga axial e o peso da parede

Uma vez que o atuador hidráulico vertical utilizado não era controlado em força, não foi possível garantir a aplicação de uma carga axial constante na parede, tendo ocorrido uma variação significativa da força axial ao longo dos ensaios, ver Figura 9 (a). Esta variação não desprezável foi tida em conta no tratamento dos resultados experimentais obtidos através da consideração de um fator de variação, $\Delta_{_{h'}}$ o qual pode ser obtido para cada instante de rotação através da equação (3):

$$\Delta_{N}(\theta) = N \cdot (1 - \cos \theta) \tag{3}$$

onde N representa a carga axial aplicada e θ a rotação da parede a cada instante de tempo, experimentalmente medido através de um inclinómetro colocado no topo da parede. Avaliadas as variações de carga axial de compressão ao longo do ensaio, a força final corrigida,

F, é dada pela equação (4):

$$F(\theta) = (F_m - N\sin\theta) - \frac{\Delta_N t}{2h}$$
⁽⁴⁾

onde F_m é a força medida, isto é, o valor obtido diretamente do sistema de aquisição e t e h são, respetivamente, a espessura e a altura da parede.



(a) Força de compressão axial



(b) Protocolo de deslocamentos horizontais no topo

Figura 9 Histórico de deslocamentos ao longo dos ensaios

Tal como se encontra ilustrado na Figura 9 (b), o protocolo de deslocamentos horizontais no topo consistiu, em ambos os *setups*, na aplicação de dois ciclos completos de deslocamento, alternados por dois ciclos com metade da amplitude dos anteriores, antes de incrementar a amplitude de deslocamento em 25 mm. Este protocolo de deslocamentos foi definido de forma a que fosse possível observar o comportamento histerético da parede, provocado pelos ciclos codirecionais de carga-descarga. Neste sentido, os dois ciclos iniciais de 6 mm foram utilizados para analisar o comportamento elástico da parede, ao passo que os dois ciclos seguintes, ambos com 25 mm de deslocamento de pico, tiveram como objetivo atingir a carga máxima da parede sem que lhe fosse instalado dano significativo. Em ambos os *setups* a resposta das paredes foi monitorizada através de 27 transdutores de deslocamento linear variável (LVDTs) posicionados de forma a medir a deflexão do perfil da parede, as deflexões globais verticais, a abertura de juntas entre os elementos da seção transversal e os movimentos para fora do plano, ver Figura 10. Foram ainda utilizados cinco acelerómetros com o objetivo de registar a variação das propriedades dinâmicas dos provetes ao longo dos ensaios.



Figura 10 Esquema de monitorização utilizado

4 Apresentação e discussão dos resultados

4.1 Capacidade resistente

Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais acima descritos encontram-se apresentados na Figura 11, sob a forma de curvas histeréticas com as respetivas envolventes de resposta. De forma a que os resultados obtidos através de cada um dos setups utilizados possam ser comparados de forma direta, as curvas apresentadas encontram-se construídas em termos de momento de derrube versus rotação e força versus rotação relativa. Importa ainda salientar que, no caso dos ensaios com airbags, os valores de forca apresentados no eixo da direita da Figura 11 (a) correspondem à força resultante obtida a partir da superfície de pressão medida diretamente ao longo do ensaio. Esses resultados foram ainda corrigidos com base num fator de correção que tem em conta a pressão efetiva nos airbags e que se encontra relacionado com a sua insuflação. Apesar da importância deste aspeto, a sua discussão encontra-se fora do âmbito deste artigo e por isso essa informação é remetida para [16].

Os resultados obtidos encontram-se ainda compilados e apresentados de forma comparativa na Tabela IV.

Como é possível observar na Figura 11, para o mesmo nível de carga axial, os resultados obtidos são bastante consistentes, quer em termos de rigidez, quer em termos de momento de derrube; ver Tabela IV onde K_{ini} e K_{eff} representam as rigidezes inicial e efetiva da parede, obtidas respetivamente a partir de 10% a 40% e de 70% do momento de derrube máximo experimental, M_{max} . Adicionalmente, $M_{min(\thetaMu)}$ é o momento de derrube correspondente à menor rotação última atingida (neste caso $\theta_{Mu(OPPFI)}$) e M_u é o momento de derrube

correspondente à máxima rotação experimental. Como se apresenta na Tabela IV, todos os ensaios foram mantidos até um decréscimo de resistência (M_u/M_{max}) de pelo menos 40%, garantindo desta forma a entrada do provete em regime de resposta não-linear elástica. Finalmente, é importante referir que os deslocamentos foram impostos até que pelo menos uma das seguintes condições fosse verificada: (i) uma degradação da resistência de 20% (atingida nos 6 ensaios realizados); e/ou (ii) o limite de estabilidade ou as condições do segurança serem postos em causa.





Os perfis de deslocamentos horizontais em altura medidos ao longo dos ensaios encontram-se apresentados na Figura 12.

Da análise dos perfis de deslocamento apresentados na Figura 12 é possível constatar que a imposição da carga linear não conduziu ao desenvolvimento de dano localizado no topo da parede, sendo ainda notória a capacidade deste *setup* para mobilizar globalmente a resposta para fora do plano das paredes. Ainda assim, devido à forma como o atuador se encontrava ligado à parede, foi possível observar

Tabela IV Sumário dos resultados experimentais obtidos

V			Resultados no pico		Resultados no pós-pico					
Ensaio	K _{ini} (kNm)	<i>K_{eff}</i> (kNm)	<i>M_{max}</i> (kNm)	θM _{max} (rad)	d _{_{Mmax} (mm)}	M _{min(θMu)} (kNm)	M _u (kNm)	M _u /M _{max} (%)	θ _{ми} (rad)	d _{мu} /t (%)
OP PA1	3707	1986	14,57	0,0099	24,82	8,95	8,95	38,61	0,080	30,86
OP PF1	3575	1484	15,28	0,0051	12,72	9,17	9,17	39,94	0,068	26,30
OP PA2	4137	2469	28,30	0,0141	35,41	13,35	9,13	67,75	0,097	37,35
OP PF2	3893	1744	33,08	0,0043	10,75	18,02	16,07	51,41	0,079	30,51
OP PA3	4712	2689	47,33	0,0157	39,02	24,10	13,16	72,19	0,109	42,09
OP PF3	4769	2049	57,02	0,0113	28,28	33,33	28,47	50,62	0,080	30,82



Figura 12 Perfis de deslocamentos horizontais em altura com o esquema de posicionamento dos transdutores de deslocamento (LVDT)

o desenvolvimento de algum dano aquando do recuo do atuador (na descarga), principalmente para amplitudes de deslocamento mais elevadas. Esta situação ocorre porque, ao contrário do que acontece no *setup* com os *airbags* onde, apesar do sistema ser completamente descarregado no final de cada ciclo de carga, a parede apresenta sempre algum deslocamento residual no topo, no caso do *setup* com carga linear o atuador hidráulico força a parede a retomar a posição inicial (Δ =0), infligindo-lhe, em consequência, algum dano nessa direção. Como se observa na Figura 12 (b), esta situação é particularmente evidente nos casos em que o nível de compressão axial é mais baixo.

4.2 Capacidade de dissipação de energia

A capacidade de dissipação de energia das paredes de alvenaria é uma das suas propriedades estruturais chave, principalmente quando sujeitas à ação sísmica. Neste trabalho, a dissipação de energia histerética dos provetes foi analisada em todos os ensaios realizados, tendo sido obtidos os resultados apresentados na Figura 13 em termos de energia dissipada cumulativa e energia dissipada por ciclo de carga.

Da análise dos resultados de energia dissipada cumulativa apresentados na Figura 13 (a), fica claro que, para certos níveis de



Figura 13 Capacidade de dissipação de energia: (a) energia dissipada cumulativa; e (b) energia dissipada por ciclo de carga



Figura 14 Rotação versus amortecimento histerético equivalente: (a) evolução ao longo dos ensaios; e (b) regressão linear aos resultados de amortecimento histerético obtidos

rotação, a capacidade de dissipação de energia da parede aumenta com o nível de compressão axial a que está sujeita. Em termos gerais, as curvas de energia dissipada por ciclo presentes na Figura 13 (b) corroboram as conclusões retiradas na análise das Figura 11 e Figura 13 (a) sublinhando o comportamento mais regular, em termos de dissipação de energia, das paredes ensaiadas com *airbags*. Pese embora esse facto, as paredes ensaiadas com recurso à carga linear apresentaram claramente uma maior capacidade de dissipação de energia, ver Figura 13 (a).

De forma a caracterizar o comportamento histerético das paredes ao longo do ensaio, a Figura 14 apresenta a evolução do amortecimento histerético equivalente obtido com base na equação (5), proposta por [17].

$$\xi_{eq}(\%) = 100 \cdot \frac{A_h}{2\pi \cdot F_m \cdot d_m} \tag{5}$$

onde A_h representa a área correspondente ao ciclo de carga, e F_m e d_m são, respetivamente, a força máxima e o deslocamento máximo atingidos nesse ciclo.

As curvas de evolução do amortecimento histerético registada durante os ensaios realizados, apresentadas na Figura 14 (a), revelam alguns resultados interessantes. De facto, apesar de os resultados exibirem alguma tendência, a evolução do amortecimento histerético é bastante irregular, particularmente quando nos reportamos aos ensaios realizados com recurso à carga linear. Considerando valores médios, o amortecimento histerético obtido varia entre 2,2% e 4,6%. Este intervalo, conjuntamente com o formato das curvas apresentadas na Figura 14 (a), as quais denunciam a não

existência de *plateau* de amortecimento histerético, sugerem que a capacidade total de dissipação de energia das paredes pode não ter sido completamente atingida através dos ensaios realizados.

4.3 Decaimento de frequências ao longo dos ensaios

Com base no estudo do decaimento de frequências ao longo dos ensaios é possível retirar algumas conclusões relevantes acerca da evolução dos ensaios para fora do plano ao longo do tempo, nomeadamente em termos de capacidade dos provetes de alvenaria e da instalação e desenvolvimento de dano. A Figura 15 apresenta o decaimento de frequências normalizado em relação à frequência máxima registada no conjunto dos ensaios realizados com recurso a cada um dos *setups* utilizados, respetivamente 8,4 Hz e 24,7 Hz para os ensaios com *airbags* e para os ensaios com carga linear. Tal como se pode observar na figura, esse decaimento não é constante nem apresenta uma tendência linear bem definida. No entanto, vale a pena salientar que as alterações no declive das curvas de decaimento se encontram relacionadas diretamente com o desenvolvimento de dano nos provetes, o qual é responsável pela degradação das suas propriedades mecânicas globais.

A diferença entre as frequências medidas antes da realização dos ensaios e as frequências medidas após o seu términus foi, em média, de -20,19% para os ensaios com *airbags* e cerca de -23,96% para os ensaios com a carga linear. Estas diferenças correspondem a um decaimento de cerca de -0,003 Hz e -0,109 Hz por ciclo de carga, respetivamente. Em termos de Módulos de Elasticidade, a variação média obtida foi de cerca de 38,65% (de 0,49 GPa para 0,31 GPa).



Figura 15 Decaimento de frequências normalizado em relação à frequência máxima registada

4.4 Padrões de dano

Em termos gerais, as paredes ensaiadas, quer com *airbag*s quer com recurso a uma carga linear no topo, apresentaram os padrões de dano típicos de um comportamento governado por flexão, ver Figura 16.

No decurso dos ensaios observou-se a abertura de uma fissura

vertical única ao longo da junta entrefolhas até à altura definida pela dimensão do bloco de alvenaria localizado na base da secção (no caso dos ensaios OP PA) ou até à altura do primeiro ligador (no caso dos ensaios OP PF). Tal como se observa na Figura 17, essa fissura vertical é seguida pela abertura de uma fissura horizontal a partir da qual o movimento relativo entrefolhas se torna mais pronunciado.







Figura 17 Fissura horizontal com deslocamento relativo entrefolhas (ensaio OP PF2)

5 Comentários finais

Este artigo reporta uma campanha experimental realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto com o objetivo de estudar o comportamento para fora do plano de paredes tradicionais de alvenaria de pedra. Para concretizar esse objetivo, foram construídos seis provetes de alvenaria à escala real e ensaiados com recurso a duas técnicas de ensaio distintas e três níveis crescentes de compressão axial. De entre várias conclusões relevantes que foram aqui apontadas e discutidas, esta campanha experimental permitiu observar que ambos os *setups* de ensaio (com *airbaa*s e carga linear) foram capazes de mobilizar globalmente a resposta para fora do plano das paredes. Importa ainda assim notar que, quando comparado com o setup de carga linear, o sistema de ensaio com airbags apresenta uma série de constrangimentos de ordem técnica e prática, relacionados nomeadamente com a área efetiva de contacto entre os airbags e a parede, que tornam a sua utilização e a interpretação dos seus resultados potencialmente problemática (a análise detalhada deste assunto pode ser consultada em [16]). Adicionalmente, a posição do airbag em contacto direto com a face tardoz da parede limita a abertura das juntas horizontais e impede a visualização dos padrões de dano ao longo do ensaio, situações que constituem igualmente limitações deste setup.

Como comentário final, e em termos genéricos, as paredes ensaiadas apresentaram elevada capacidade de deslocamento, com rácios de deslocamento último em relação à espessura da parede a variar entre 26% e 42%. Apresentaram ainda uma elevada capacidade de dissipação de energia, a qual provou ser, no entanto, altamente influenciada pelo seu nível de compressão axial.

6 Agradecimentos

Esta campanha experimental foi desenvolvida com o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), através do projeto de investigação *"Field Experimental Characterization of Stone Masonry Construction under Earthquake Actions"* (PTDC/ ECM/104520/2008). Os autores agradecem aos técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), ao Sr. Valdemar Luís e ao Sr. André Martins, o inestimável contributo dado para a realização desta campanha experimental, e aos revisores anónimos que, através dos seus comentários, contribuíram para a qualidade final do artigo.

Referências

- D'Ayala, D.; Speranza, E. "Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings", *Earthq. Spectra*, vol. 19, n. 3, pp. 479–509, 2003.
- [2] Restrepo-Vélez, L. F.; Magenes, G.; Griffith, M. C. "Dry Stone Masonry Walls in Bending - Part I: Static Tests", *Int. J. Archit. Herit.*, vol. 8, n. 1, pp. 1–28, 2014.
- [3] Costa, A. A.; Arêde, A.; Costa, A.; Oliveira, C. S. "Out-of-plane behaviour of existing stone masonry buildings: experimental evaluation", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 10, n. 1, pp. 93–111, 2012.

- [4] Costa, A. A.; Arêde, A.; Campos Costa, A.; Penna, A.; Costa, A. "Out-ofplane behaviour of a full scale stone masonry façade. Part 1: specimen and ground motion selection", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 42, n. 14, pp. 2081–2095, 2013.
- [5] Costa, A. A.; Arêde, A.; Campos Costa, A.; Penna, A.; Costa, A. "Outof-plane behaviour of a full scale stone masonry façade. Part 2: shaking table tests", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 42, n. 14, pp. 2097–2111, 2013.
- [6] D'Ayala, D.; Shi, Y. "Modeling Masonry Historic Buildings by Multi-Body Dynamics", Int. J. Archit. Herit., vol. 5, n. 4–5, pp. 483–512, 2011.
- [7] Griffith, M. C.; Vaculik, J.; Lam, N. T. K.; Wilson, J.; Lumantarna, E. "Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 36, n. 6, pp. 801–821, 2007.
- [8] Ferreira, T. M.; Costa, A. A.; Vicente, R.; Varum, H. "A simplified fourbranch model for the analytical study of the out-of-plane performance of regular stone URM walls", *Eng. Struct.*, vol. 83, pp. 140–153, 2015.
- [9] De Felice, G. "Out-of-Plane Seismic Capacity of Masonry Depending on Wall Section Morphology", *Int. J. Archit. Herit., vol. 5*, n. 4–5, pp. 466–482, 2011.
- [10] Giuffrè, A. Letture sulla meccanica delle murature storiche. Rome, Italy (in Italian): Kappa, 1990.
- [11] Giuffrè, A. "A mechanical model for statics and dynamics of historical masonry buildings", *em Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes*, V. Petrini e M. Save, Eds. Italy: Springer-Verlag, 1996, pp. 71–152.
- [12] National Instruments "LabView SignalExpress". Austin, USA, 2010.
- [13] Structural Vibration Solution "ARTeMIS Extractor Pro. Release 5.3.", Aalborg, Denmark, 2012.
- [14] Clough, R. W.; Penzien, J. Dynamics of structures, McGraw-Hil. New York, 1975.
- [15] Consiglio Superiore dei lavori Pubblici "Instructions 2009, Circolare esplicativa, n. 617", Italia, 2009.
- [16] Gomes, A.; Arêde, A.; Ferreira, T. M.; Costa, A. A. "An empirical correction factor for the rectification of experimental out-of-plane tests results with *airbag* testing", em LESE Report, 2013.
- [17] Shibata, A.; Sozen, M. A. "Substitute-structure method for seismic design in R/C", J. Struct. Div., vol. 102, n. 1, pp. 1–18, 1976.

Caracterização laboratorial do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra regular Tiago Miguel Ferreira, Alexandre A. Costa, António Arêde, Ana Gomes, Aníbal Costa

а

Caracterização mecânica de paredes de alvenaria de bloco de betão existentes no arquipélago dos Açores

Mechanical characterization of existing infill panels of concrete block on Azores islands

> Patrícia Raposo André Furtado António Arêde Hugo Rodrigues Humberto Varum

Resumo

Durante os últimos anos observou-se um crescimento significativo dos edifícios de betão armado no arquipélago dos Acores o que, associado ao seu historial sísmico, com particular destaque para os grupos Central e Oriental, e às deficiências de comportamento das alvenarias de enchimento reveladas em diversos sismos recentes a nível internacional, reforça a importância de se conduzirem estudos visando caracterizar o comportamento expectável dos edifícios existentes face a um sismo. A falta de estudos de caracterização das alvenarias de blocos de betão de enchimento utilizadas nos Açores justifica o presente estudo, em que se realizou uma caracterização mecânica, através de ensaios normalizados dos seus constituintes, unidades de alvenaria (blocos de betão produzidos no Faial) e argamassa, e de painéis executados em laboratório. Nestes painéis foram realizados ensaios de compressão simples, de tração por compressão diagonal e de flexão (segundo planos de rotura paralelos e perpendiculares às juntas horizontais), reportando-se aqui os resultados e as principais conclusões dos ensaios realizados.

Abstract

Following the seismic history of the Azores, with more emphasis on the Central and Eastern groups, which associated with the deficient behaviour revealed by the infill masonry walls in recent worldwide earthquakes, shows that it's necessary to conduct studies to characterize the behaviour of existing buildings under seismic action. The evaluation of seismic vulnerability of Azores buildings is of great importance in order to provide an effective evaluation of casualties and losses due to future earthquakes. The lack of mechanical characterization studies of the Azorean infill walls blocks justifies the investigation herein reported, which includes experimental tests on sample sets to evaluate mechanical properties of masonry components (units and mortar) and assemblages (low walls) made with masonry units from Faial Island. Normal compressive, diagonal tensile/shear and out-of-plane flexural strengths (parallel and perpendicular to the horizontal joints) were obtained from tests made according to the respective standard procedures, which results are addressed here.

Palavras-chave: Estruturas de betão armado / Paredes de enchimento / / Comportamento sísmico de estruturas / Caracterização mecânica / Ensaios experimentais Keywords: Reinforced concrete structures / Infill masonry walls / Mechanical characterization / Experimental tests

Patrícia Raposo

Investigadora CONSTRUCT, LESE – FEUP Porto, Portugal praposo@fe.up.pt

André Furtado

Investigador CONSTRUCT, LESE – FEUP Porto, Portugal afurtado@fe.up.pt

António Arêde

Professor Associado CONSTRUCT, LESE – FEUP Porto, Portugal aarede@fe.up.pt

Hugo Rodrigues

Professor Ajunto RISCO – ESTG-IPLeiria Leiria, Portugal hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático CONSTRUCT, LESE – FEUP Porto, Portugal hvarum@fe.up.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

RAPOSO, P.; FURTADO, A.; ARÊDE, A. [*et al.*] – Caracterização mecânica de paredes de alvenaria de bloco de betão existentes no arquipélago dos Açores. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 49-62.

1 Introdução

Ao longo da história dos Açores, têm sido registadas diversas perdas humanas e materiais em conseguência dos diversos sismos que afetaram a região devido ao seu enquadramento tectónico e vulcânico. Os sismos da Terceira (1980) e do Faial (1998) evidenciaram deficiências de comportamento dos edifícios de alvenaria tradicional, tendo-se registado inúmeras perdas de vidas humanas, danos e colapsos estruturais. Sismos recentes têm alertado a comunidade científica para que as estruturas antigas não são as únicas a apresentar elevada vulnerabilidade sísmica, devendo as estruturas de betão armado ser também alvo de estudos aprofundados, focando em particular a influência das paredes de enchimento na sua resposta estrutural. Diversos trabalhos têm sido realizados visando caracterizar o comportamento sísmico das estruturas de alvenarias de pedra nos Acores, mas existe falta de estudos, mais recentes, sobre alvenarias de enchimento de bloco de betão. É importante caracterizar as características mecânicas destes elementos para no futuro avaliar a sua influência no comportamento sísmico deste tipo de edifícios, dado que após o sismo de 1980 na Terceira houve um grande impulso na construção de edifícios com estruturas em pórtico de betão armado e paredes de enchimento em bloco de betão.

Este sistema construtivo, que inclui enchimento de alvenaria de bloco de betão, confinada ou não por elementos de betão armado, carece ainda de caracterização adequada de modo a que seja possível uma correta avaliação do seu desempenho sísmico em termos do seu comportamento no plano e para fora do seu plano. Apesar de as paredes de enchimento serem maioritariamente consideradas elementos não estruturais, podem, no entanto, desempenhar um papel decisivo na resposta estrutural de um edifício, conforme o seu dimensionamento e disposição em altura e planta [1, 2].

Assim, no presente trabalho são apresentados resultados de ensaios experimentais de caracterização mecânica de muretes de alvenaria de blocos de betão produzidos no Faial, realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LESE-FEUP). Foram realizados ensaios de caracterização material dos blocos de betão e da argamassa utilizada, e quatro tipos de ensaios de caracterização mecânica de muretes deste tipo de alvenaria, nomeadamente ensaios de compressão simples, de tração por compressão diagonal e de flexão (segundo uma direção de rotura paralela e perpendicular às juntas de assentamento). Informação mais detalhada sobre todos os ensaios pode ser encontrada em [3].

2 Caracterização mecânica de elementos de alvenaria de blocos de betão dos Açores

Foi realizada uma campanha de ensaios no Laboratório LESE-FEUP com o objetivo de caracterizar mecanicamente amostras de alvenaria de blocos de betão provenientes do Faial. Para este estudo foram executados ensaios de compressão em blocos de betão e ensaios de flexão e compressão em provetes de argamassa. Foram também realizados diversos ensaios em muretes construídos em laboratório, à escala real e de acordo com a metodologia construtiva adotada naquela ilha. Ao longo desta secção serão apresentadas informações relativas aos provetes, *setup* experimental, instrumentação e resultados principais.

2.1 Materiais e aspetos construtivos

2.1.1 Caracterização dos blocos

Realizaram-se ensaios para determinar as propriedades físicas e mecânicas dos blocos constituintes dos provetes de alvenaria. Os blocos de betão com bagacinas, que são produzidos na ilha do Faial, possuem dimensões nominais de $400 \times 270 \times 200 \text{ mm}^3$ (comprimento x espessura x altura) (Figura 1).



Figura 1 Bloco de betão do Faial: (a) dimensões em (mm); (b) perspetiva esquemática do bloco em estudo; (c) aspeto geral

A resistência à compressão das unidades de alvenaria foi determinada de acordo com a norma europeia NP EN 772-1 [4]. Seguindo os princípios apresentados na norma de ensaio, calculou--se a resistência à compressão normalizada, a partir das áreas brutas e efetivas de cada bloco, sendo esta última de 62% da área bruta.

Quadro II Propriedades físicas dos blocos

As características geométricas dos blocos de betão utilizados são apresentadas no Quadro I, no Quadro II apresentam-se os valores médios e correspondentes coeficientes de variação (C.V.) da massa e massa volúmica dos blocos e no Quadro III os valores da resistência, da resistência normalizada e do módulo de elasticidade obtido nos ensaios à compressão de quatro unidades de alvenaria.

Quadro I	Propriedades	geométricas	dos l	blocos	de	betão
----------	--------------	-------------	-------	--------	----	-------

Bloco							
Comprimento (mm)	400						
Altura (mm)	200						
Espessura (mm)	270						
Área total (mm³)	108000						
Área de vazios (mm ³)	41000						
Percentagem de vazios (%)	37,96						
n (%)	62,04						

2.1.2 Caracterização das argamassas

As argamassas utilizadas na construção dos muretes de alvenaria foram preparadas com o tipo de cimento utilizado nas ilhas do Grupo Central e produzido pela Cimpor: CEM II/B-L 32,5N. Todas as argamassas foram produzidas ao traço de 1:4, com areia de granulometria média, escolhida de forma a ser semelhante à utilizada na generalidade da construção na ilha do Faial, visto não ter havido possibilidade de ter acesso a areia da ilha em questão [3]. Vários provetes de argamassa foram ensaiados para determinar a resistência à flexão e à compressão segundo a norma EN 1015-

Lote			Massa				Massa volúmica				
Lote	Provete	Massa (kg)	Média (kg)	Desvio Padrão (kg)	C.V. (%)	p (kg/m³)	Média (kg/m³)	Desvio Padrão (kg/m³)	C. V. (%)		
	Bloco 1	25,305		0,8	3,4	377,687		12,5			
1	Bloco 2	23,520	24.9			351,045	369,7		3 /		
1	Bloco 3	25,205	24,0			376,194			5,4		
	Bloco 4	25,040				373,731					
	Bloco 1	23,470				350,299		12,2			
	Bloco 2	24,520				365,970					
2	Bloco 3	25,020	24.6	0.8	33	373,433	366 5		33		
L	Bloco 4	25,870	24,0	0,8	ر, ر	386,119	500,5		2,2		
	Bloco 5	24,195				361,119					
	Bloco 6	24,245				361,866					

Quadro III Propriedades mecânicas dos blocos de betão

Lote	Propriedade mecânica	Grandeza estatística	Unidades	Provetes
		Média	(N/mm²)	3,1
	Resistência à compressão	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	22,3
		Média	(N/mm²)	3,5
1	Resistência à compressão normalizada	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,8
		Coeficiente de variação	(%)	22,3
		Média	(N/mm²)	519,1
	Módulo de elasticidade	Desvio Padrão	(N/mm²)	448,8
		Coeficiente de variação	(%)	86,5
		Média	(N/mm²)	4,3
	Resistência à compressão	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	16,5
		Média	(N/mm²)	4,7
2	Resistência à compressão normalizada	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,8
		Coeficiente de variação	(%)	16,5
		Média	(N/mm²)	1019,8
	Módulo de elasticidade	Desvio Padrão	(N/mm²)	525,3
		Coeficiente de variação	(%)	51,5

11 [5]. Os resultados dos parâmetros mecânicos das argamassas produzidas e ensaiadas estão representados no Quadro IV. É visível que a argamassa usada na construção dos provetes ensaiados à compressão diagonal possui um elevado C.V. associado à resistência média à flexão, resultante de dois dos provetes ensaiados possuírem resistências bastante inferiores às dos restantes, provavelmente devido à existência de pequenos grumos soltos de argamassa que conduziram a descontinuidades internas do provete e afetaram a sua resistência à tração.

2.2 Resistência à compressão simples de muretes de alvenaria de blocos de betão

2.2.1 Descrição dos provetes e setup experimental

Os provetes para o ensaio de resistência à compressão foram executados de acordo com a norma NP EN 1052-1 [6], adotando--se as dimensões 600 × 1000 × 270 mm³ (comprimento x altura x espessura), como ilustrado na Figura 2 (a). O esquema de ensaio dos provetes encontra-se representado na Figura 2 (b), com o qual foi possível determinar a resistência e o módulo de elasticidade dos muretes em compressão simples.





A carga foi aplicada através de um atuador hidráulico com capacidade máxima de 1500 kN e curso de 150 mm. Acoplado a

Quadro IV Características mecânicas das argamassas

Finalidade da argamassa	Propriedade mecânica	Grandeza estatística	Unidades	Provetes
		Média	(N/mm²)	3,8
	Resistência à flexão	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,7
Ensaio de resistência à compressão		Coeficiente de variação	(%)	17,5
de alvenarias		Média	(N/mm²)	16,1
	Resistência à compressão	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,5
		Coeficiente de variação	(%)	2,9
		Média	(N/mm²)	4,0
	Resistência à flexão	Desvio Padrão	(N/mm²)	1,8
Ensaio de resistência à tração por		Coeficiente de variação	(%)	44,8
compressão diagonal de alvenarias		Média	(N/mm²)	17,1
	Resistência à compressão	Desvio Padrão	(N/mm²)	2,3
		Coeficiente de variação	(%)	13,3
		Média	(N/mm²)	5,1
	Resistência à flexão	Desvio Padrão	(N/mm²)	1,0
Ensaio de resistência à flexão segundo		Coeficiente de variação	(%)	18,9
um plano de rotura paralelo as juntas horizontais		Média	(N/mm²)	15,5
	Resistência à compressão	Desvio Padrão	(N/mm²)	3,1
		Coeficiente de variação	(%)	20,1
		Média	(N/mm²)	4,6
	Resistência à flexão	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,4
Ensaio de resistência à flexão segundo		Coeficiente de variação	(%)	8,2
juntas horizontais		Média	(N/mm²)	12,9
	Resistência à compressão	Desvio Padrão	(N/mm²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	5,4

este atuador utilizou-se um sistema rotulado sob a célula de carga para acomodar possíveis desnivelamentos espúrios do provete, resultantes de irregularidades na construção. A carga vertical foi distribuída no topo do provete através de um perfil metálico rígido (HEB300) conforme ilustrado na Figura 2 (b).

2.2.2 Instrumentação

No ensaio de compressão simples foram usados transdutores do tipo LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*) para registar a evolução dos deslocamentos verticais nos provetes (neste caso, de encurtamento) e relacioná-la com a carga aplicada ao longo no tempo. Seguindo a norma de ensaio EN NP 1052-1 [6], foram

colocados quatro LVDT's nas faces frontal e traseira (próximos dos bordos laterais), acrescentando-se um LVDT vertical central em cada face como mostra a Figura 2 (a), para se ter redundância de resultados face aos previstos na norma. A posição dos transdutores manteve-se inalterada em todos os ensaios.

2.2.3 Análise de resultados

De acordo com a norma NP EN 1052-1, a resistência à compressão, f_p e o módulo de elasticidade, E_p de cada provete, são determinados pelas seguintes equações:

$$f_i = F_{i,max} / A_i (N/mm^2) \tag{1}$$

$$E_{i} = \frac{F_{i,max}}{3\varepsilon_{i}A_{i}} (N/mm^{2})$$
⁽²⁾

$$\varepsilon_{i} = \sum_{j=1}^{4} \varepsilon_{j} / 4 = (\varepsilon_{1} + \varepsilon_{2} + \varepsilon_{3} + \varepsilon_{4}) / 4$$
(3)

$$\varepsilon_j = d_j / h_{dj} \tag{4}$$

em que $F_{i,max}$ representa a carga máxima aplicada, A_i a área carregada do provete i, d_j o deslocamento medido pelo transdutor de deslocamento j (dos quatro colocados nas posições laterais) para um terço da tensão máxima, h_{dj} o comprimento entre os dois pontos de fixação do mesmo transdutor e ε_i a média aritmética das extensões ε_j obtidas nos referidos transdutores. Para cada provete calcularam-se as tensões e as extensões de compressão medidas ao longo do ensaio, permitindo traçar a curva tensão-extensão, a partir da qual se obteve o módulo de elasticidade (secante) E_i de cada provete, para uma tensão igual a 1/3 da tensão máxima atingida e correspondente extensão média obtida das quatro medidas dos LVDTs laterais.

Determinou-se igualmente a resistência característica à compressão, f_{μ} , dos provetes de alvenaria através da equação (5):

$$f_k \le f/1, 2\Lambda f_k \le f_{i,\min}\left(N/mm^2\right) \tag{5}$$

onde f é a resistência média de todos os provetes de alvenaria e $f_{i,min}$ o valor mínimo da resistência à compressão de um provete de alvenaria. No Quadro V apresentam-se os valores obtidos para a resistência à compressão de 3 provetes, ilustrando-se na Figura 3 (a) a curva tensão-deformação de compressão obtida ao longo do ensaio.

Para a resistência à compressão dos três provetes ensaiados regista-se um valor médio de 2,4 N/mm² com um coeficiente de variação de 15,5%, que é aceitável e consentâneo com o intervalo de valores obtido (2,01 a 2,74 N/mm²), decorrente de inevitáveis e ligeiras diferenças de execução dos provetes; o correspondente valor característico é 2,0 N/mm².

O Quadro VI inclui os valores do módulo de elasticidade à compressão, E_{μ} , calculado para cada um dos 3 provetes pelo procedimento da norma deste ensaio (NP EN 1052-1), variando entre 3375,8 e 6810,2 N/mm², bem como o respetivo valor médio (5432,1 N/mm²) e coeficiente de variação de 34,4%. A maior dispersão associada ao módulo de elasticidade está certamente

Quadro V	Resultados	obtidos nos	ensaios de	resistência à	compressão de	alvenarias
Quadiov	Incountation of	00110031103		i consteneta a	compressuo de	atventarias

		F _{max}				f_i			
Provete	F _{max} (N)	Média (N)	Desvio Padrão (N)	C.V. (%)	<i>f_i</i> (N/mm²)	Média (N)	Desvio Padrão (N)	C. V. (%)	
C ₁	324853,52				2,01				
C ₂	387500,00	385656,7	59902,9	15,5	2,39	2,4	0,4	15,5	
C3	444616,70				2,74				

Quadro VI Valores dos módulos de elasticidade obtidos nos ensaios de resistência à compressão de alvenarias

		E			E _{regressão} linear			
Provete	E (N/mm²)	Média (N)	Desvio Padrão (N)	C.V. (%)	E _{regressão linear} (N/mm ²)	Média (N)	Desvio Padrão (N)	C. V. (%)
C ₁	6810,2				5349,0			
C ₂	3375,8	5432,1	1814,9	33,4	3062,9	3855,6	1294,1	33,6
C3	6110,4				3155,0			
		E _{cent}	tral			E _{central, regr}	essão linear	
Provete	E _{central} (N/mm²)	E _{cent} Média (N)	^{tral} Desvio Padrão (N)	C.V. (%)	E _{regressão línear} (N/mm²)	E _{central, regr} Média (N)	^{essão linear} Desvio Padrão (N)	C. V. (%)
Provete C ₁	E _{central} (N/mm ²) 3724,4	E _{cent} Média (N)	^{tral} Desvio Padrão (N)	C.V. (%)	E _{regressão linear} (N/mm ²) 2822,9	E _{central, regr} Média (N)	essão linear Desvio Padrão (N)	C. V. (%)
Provete C ₁ C ₂	E _{central} (N/mm²) 3724,4 4523,5	E _{cent} Média (N) 4138,2	tral Desvio Padrão (N) 400,3	C.V. (%) 9,7	E _{regressão linear} (N/mm²) 2822,9 3629,5	E _{central, regr} Média (N) 3610,5	essão linear Desvio Padrão (N) 426,7	C. V. (%) 11,8

relacionada com a menor precisão com que se obtêm as leituras de deslocamento e, em especial, das extensões (a partir de diferenças de deslocamentos).

Adicionalmente, no Quadro VI apresentam-se também os módulos de elasticidade calculados a partir das extensões medidas ao longo do eixo central dos provetes (pese embora tal não seja previsto na norma), a que corresponde um intervalo de 3724,4 a 4523,5 N/mm², com valor médio de 4138,2 N/mm² e coeficiente de variação de 9,7 %.

Realça-se que foram obtidos valores muito elevados dos módulos de elasticidade secantes dos provetes 1 e 3, usando os LVDTs laterais (segundo a norma), facto que foi estudado mais detalhadamente em [3] e que permitiu concluir terem existido deficiências nas leituras iniciais dos LVDTs laterais nestes ensaios. Os resultados obtidos pelos LVDTs colocados no eixo de simetria vertical do provete apresentam-se mais coerentes, conforme se observa no gráfico da Figura 3 (b).



Figura 3 Resistência à compressão: (a) Segundo a disposição dos LVDTs da norma; (b) Para os LVDTs colocados no centro

Na Figura 4 pode-se observar o dano no provete ao longo do ensaio, cuja evolução foi semelhante para os três provetes, variando sobretudo o instante e tempo de aparecimento das fendas, existindo alguns provetes com rotura quase instantânea e outros com rotura lenta e abertura gradual de fendas. É de referir que a fissuração apresentada na face da frente e na de trás do provete foi semelhante entre si e que as fendas nos lados dos provetes eram visíveis, e principalmente verticais e ao longo da altura.



Figura 4 Evolução do dano nos provetes de alvenaria ensaiados à compressão

Analisando todas as figuras dos danos finais pôde-se concluir que grande parte das fendas ocorrem nas zonas dos blocos onde há combinação de duas ou três aberturas na mesma direção como pode-se ver na Figura 5 (a). A nível lateral ocorrem fissuras

principalmente na zona em que as unidades de alvenaria possuem menor comprimento, como mostra a Figura 5 (b).





2.3 Resistência à tração por compressão diagonal de muretes de blocos de betão

2.3.1 Provetes e sistema de ensaio

Os ensaios de tração por compressão diagonal seguiram a norma ASTM E 519-02 [7], em muretes com as dimensões 1200 × 1200 x 270 mm³ (comprimento x largura x espessura), como ilustra a Figura 6 (a).

O princípio do ensaio consiste na aplicação de uma força de compressão crescente em vértices opostos do provete, ao longo de uma das suas diagonais centrada nos cabeçotes metálicos de encosto ao atuador e à base de reação. Como mostra a Figura 6 (b), no sistema adotado, a diagonal comprimida ficou na vertical, aplicando-se a força de compressão por um atuador hidráulico controlado por deslocamento imposto a uma taxa de 0,02 mm/s.





Configuração do ensaio de compressão diagonal dos provetes de alvenaria: (a) Disposição da instrumentação (dimensões em mm); (b) Setup de ensaio

Com esta configuração de ensaio, a secção transversal alinhada com a diagonal horizontal fica submetida a uma tensão de compressão, "teoricamente" uniforme, na qual é nula a tensão de corte (compressão pura). Com base na teoria clássica do círculo de Mohr, a secção transversal segundo a diagonal vertical fica submetida a um estado de tração pura (com intensidade igual à de compressão vertical e sem tensão de corte) que aí provoca rotura por tração; por esta razão, também por vezes se designa essa tensão de rotura como resistência à tração diagonal.

Ainda com base nas propriedades do círculo de Mohr, as secções transversais inclinadas a 45° com a vertical/horizontal, ficam sujeitas a um estado de tensão de corte puro, em que a intensidade da tensão tangencial é igual à das tensões de compressão e de tração nas secções diagonais horizontal e vertical, respetivamente. Daqui resulta que, nas secções paralelas às juntas de assentamento e de topo, se mobiliza tensão de corte puro, com limite idêntico à resistência à tração diagonal e também designada resistência de corte diagonal.

Face ao acima exposto, os dados obtidos por este ensaio permitem determinar a resistência à tração diagonal bem como a resistência ao corte (por serem idênticas) e o correspondente módulo de distorção do provete. Combinando o valor médio do módulo de elasticidade obtido no ensaio de compressão (*E*), com o valor médio do módulo de distorção calculado no ensaio de compressão diagonal, *G*, para os provetes construídos da mesma forma, é ainda possível estimar o coeficiente de Poisson, v, deste tipo de alvenaria de blocos açorianos.

2.3.2 Instrumentação

Neste ensaio foram utilizados seis LVDTs para medir os deslocamentos horizontais e um LVDT para medir o deslocamento vertical do painel, nas faces frontal (três LVDTs) e traseira (três LVDTs). A posição dos transdutores pode ser observada na Figura 6 (a) e (b), tendo-se mantido em todos os ensaios.

2.3.3 Análise de resultados e representação do dano

Embora a bibliografia reporte duas formas de interpretar e processar os resultados deste ensaio, neste trabalho adotou-se o processo descrito na norma ASTM 519-02 [7], segundo o qual é possível calcular a resistência à tração e ao corte diagonal, bem como o módulo de distorção dos provetes usando as seguintes equações:

$$f_i = 0,707F_{max} / A_n \tag{6}$$

$$A_n = \left(\left(l_s + h_s \right) / 2 \right) \times t_s \times n \tag{7}$$

$$n = (100 - \%_{furação}) / 100$$
 (8)

$$\gamma = (\Delta \upsilon + \Delta h) / L \tag{9}$$

$$G_i = f_i / \gamma \tag{10}$$

onde f_i representa a resistência de tração/corte diagonal do provete i, F_{max} a carga máxima aplicada, A_n a área útil obtida do comprimento (l_s) , altura (h_s) e espessura (t_s) do provete e da fração (n) de área útil dos blocos, γ a distorção do provete obtida dos deslocamentos verticais $\Delta \mathbf{v}$ (encurtamento) e horizontais Δh (alongamento), para 1/3 da força máxima, L a distância vertical entre pontos de medição de $\Delta \mathbf{v}$ e Δh e G_i o módulo de distorção.

De forma idêntica ao adotado no cálculo do módulo de elasticidade longitudinal, assumiu-se o valor de G_i obtido em regime elástico

com base nos valores de distorção para um terço da tensão de corte máxima ou de rotura.

Na Figura 7 (a) apresentam-se os gráficos da resistência diagonal dos provetes em função da distorção registada nos ensaios, dos quais foi possível obter os valores de caraterísticas mecânicas incluídos nos Quadro VII e Quadro VIII, *i.e.*, a resistência f_i e o módulo de distorção G_i , A Figura 7 (b) representa a resistência à compressão diagonal dos provetes em função das extensões verticais e horizontais.





Quadro VII Resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão diagonal (corte) de alvenarias

	f_i						
Provete	<i>f_i Média</i> (N/mm²) (N/mm²		Desvio Padrão (N/mm²)	C. V. (%)			
D ₁	0,51						
D ₂	0,25	0,4	0,1	33,0			
D3	0,34						

Analisando os resultados obtidos, regista-se uma resistência de corte diagonal média, *f*, de 0,4N/mm², com um coeficiente de variação de 33%, associado ao facto de o primeiro provete exibir uma resistência bastante superior aos restantes dois. Para o módulo de distorção, *G*, obteve-se um valor médio de 2511,6 N/mm², com C.V. de 16%, bem mais baixo do que o associado à resistência ao corte, o que é consentâneo com a maior proximidade das 3 curvas tensão-distorção até cerca de 2/3 da resistência máxima.

Através da combinação do valor de *G*, determinado, e do módulo de elasticidade, *E*, obtido do ensaio de compressão simples em muretes, calculou-se o coeficiente de Poisson, v, através da equação (11), tendo-se obtido o valor de 0,08, portanto bastante inferior ao valor geralmente admitido para betão corrente ($v_{betão} \approx 0,2$).

$$\frac{E}{2G} - 1 = (5432, 1/(2 \times 2511, 6)) - 1 = 0,08 \tag{11}$$

Na Figura 8 ilustra-se o traçado do dano no provete D₁ no ensaio de compressão diagonal, onde a fissuração arranca pela junta vertical mais próxima da zona de aplicação da carga no vértice inferior, seguindo depois para cima pelas juntas verticais e horizontais.

		G				G _{regressão linear}			
Provete	G (N/mm²)	Média (N/mm²)	Desvio Padrão (N/mm²)	C.V. (%)	G _{regressão linear} (N/mm ²)	Média (N/mm²)	Desvio Padrão (N/mm²)	C. V. (%)	
D ₁	2901,1			16,0	2167,8	1867,7	260,6		
D ₂	2535,2	2511,6	401,9		1736,9			14,0	
D3	2098,4				1698,4				

Quadro VIII Módulo de distorção, G, obtido nos ensaios de resistência à compressão diagonal (corte) de alvenarias



Figura 8 Evolução do dano sofrido pelo provete D₁ ensaiado ao corte

Pode-se concluir, portanto, que neste tipo de ensaio, a rotura dá-se, principalmente, pelas juntas verticais e horizontais, sendo o caminho desta fissuração seguido pela junta vertical ou horizontal superior mais próxima da zona de aplicação da carga como se pode ver nas Figura 9 (a) e (b).

Como se pode ver na Figura 9 (a), como a junta de assentamento está mais próxima (0,20 m) da zona de aplicação da carga do que a junta vertical (0,40 m), a rotura do provete dá-se pela junta de assentamento. Por outro lado, quando se colocou o terceiro provete com a disposição da Figura 9 (b) ou seja, simétrica em relação ao eixo horizontal do provete, em relação à disposição anterior, como a distância da zona de aplicação da carga é a mesma em relação à junta de assentamento (0,20 m) e à junta vertical (0,20 m) a rotura poderia ocorrer em qualquer um dos dois lados. No ensaio à rotura do terceiro provete ocorreu pela junta vertical, isto é, pelo lado direito, dispondo a mesma estrutura de fissuração em escada ao longo das juntas verticais e horizontais.



Figura 9 Esquema representativo das distâncias das juntas mais próximas da zona de aplicação da carga, no caso da disposição de ensaio dos provetes: (a) D₁ e D₂; (b) D₃ (dimensões em mm)

Assim conclui-se que por a argamassa ser menos resistente às cargas de corte aplicadas do que os blocos de betão, a rotura do provete

dá-se pelo lado em que a argamassa está mais próxima do ponto de aplicação da carga. Observando as curvas tensão-distorção (Figura 7a), pode-se entender que existe uma resposta conjunta dos provetes (bloco e argamassa) numa fase inicial até que a interface entre a junta e a argamassa atinge uma extensão correspondente ao momento em que atinge a força máxima e de seguida dá-se a propagação da fissuração até suceder a rotura do provete (observado na Figura 8).

Há que salientar também o facto de a rotura dos provetes ocorrer maioritariamente no limite entre a argamassa e a unidade de alvenaria, pois a aderência entre os dois materiais não tem atrito suficiente para suportar as tensões de corte.

2.4 Resistência à flexão de muretes de blocos segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento

2.4.1 Provetes e sistema de ensaio

O ensaio de determinação da resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais foi conduzido de acordo com a norma NP EN 1052-2 2002 [8]. Este ensaio tem por objetivo determinar a resistência à flexão de pequenos provetes de alvenaria segundo os dois eixos principais de aplicação da carga, para tal aplica-se uma carga na maior face do provete, perpendicularmente a esta, segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, registando-se a carga máxima resistida. Os provetes construídos para ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais possuíam dimensões de 600 × 1000 × 270 mm³ (comprimento x altura x espessura).

2.4.2 Instrumentação

O atuador hidráulico, utilizado neste ensaio, possuía uma capacidade máxima de 100 kN. A este atuador encontrava-se acoplado um sistema rotulado sob a célula de carga para acomodar possíveis deslocamentos do provete, resultantes, como já foi referido em 2.2.1, por irregularidades de construção. O controlo do atuador neste ensaio foi por deslocamento, a uma velocidade de 0,02 mm/s.

Usou-se um conjunto de 4 LVDTs, colocados na face do provete sujeita à ação da carga, perpendicularmente a esta, como mostra a Figura 10 (a), apesar de não serem exigidos pela norma, mas para

		F _{má}	x		$f_{_{xi}}$				
Provete	F _{máx} (N)	Média (N)	Desvio Padrão (N)	C.V. (%)	f _{xi} (N/mm²)	Média (N/mm²)	Desvio Padrão (N/mm²)	C. V. (%)	
FPl ₁	9712			33,8	0,18		0,09		
FPl ₂	10077				0,19	0,25			
FPl ₃	21356	13853,4	4685,0		0,39			33,8	
FPl ₄	14101				0,26				
FPl ₅	14021				0,26				

Quadro IX Resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas

facilitar o traçado da curva força-deslocamento. Usaram-se esferas na base dos perfis metálicos, como se pode ver no canto inferior esquerdo da Figura 10 (a) para que o pórtico de aplicação da carga conseguisse acompanhar o movimento do atuador.





2.4.3 Análise de resultados e representação do dano

Para cada provete e para a direção do plano de rotura considerada neste ensaio, foi calculada a resistência à flexão de cada provete, $f_{xi'}$ de acordo com a equação (12), sendo o valor da resistência média à flexão arredondada a 0,01 N/mm².

$$f_{xi} = \frac{3F_{i,máx}(l_1 - l_2)}{2bt_u^2}$$
(12)

onde $F_{l,max}$ corresponde à carga máxima aplicada ao provete, l_{1} à distância entre apoios, l_{2} à distância entre zonas de aplicação de carga, *b* à largura do provete perpendicular à direção do vão e t_{u} à espessura do provete.

A resistência característica à flexão, $f_{k'}$ com arredondamento a 0,01 N/mm², pode ser calculada, para o caso de ensaio em cinco provetes, segundo a equação (13).

$$f_k = \frac{f_{média}}{1,5} \tag{13}$$

em que $f_{média}$ corresponde à resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas verticais.

No Quadro IX apresenta-se um resumo da análise estatística efetuada para os resultados obtidos para os diferentes provetes ensaiados, por forma a aferir a validade dos resultados obtidos. A resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais é de 0,25 N/mm², com um coeficiente de variação de 33,8%. O valor elevado do coeficiente de variação tem como causa a elevada resistência à rotura oferecida pelo provete FPl, visível também no gráfico da Figura 11. Como a rotura dos provetes de alvenaria se deu geralmente pelas juntas de assentamento, a resistência à flexão destes depende essencialmente da resistência à flexão das argamassas. Observando os resultados da resistência à flexão das argamassas utilizadas na construção dos muretes usados neste ensaio há também um coeficiente de variação ligeiramente elevado, pelo elevado valor da resistência dos provetes 4 e 5. Assim pode-se concluir que o murete FPl, deve ter sido construído com as argamassas mais resistentes à flexão (provetes 4 e 5).



Figura 11 Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais

Assim os valores altos do coeficiente de variação devem-se ao facto de o modo de rotura envolver a aderência entre o bloco e a argamassa e esta zona apresentar elevada variabilidade, pois a ligação dos blocos à argamassa é muito variável e depende da

qualidade dos materiais e da mão de obra. As forças de atrito entre os blocos e a argamassa são as condicionantes para a rotura dos provetes.

Calculou-se também a resistência característica à flexão, a partir da equação (14), obtendo-se o valor de 0,17 N/mm².

$$f_k = \frac{0.25}{1.5} = 0.17 N / mm^2 \tag{14}$$

O terceiro provete FPl₃ (Figura 12) sofreu rotura pela terceira junta a contar da base do provete, ocorrendo rotação do provete segundo a linha de interseção do plano que passa na superfície de aplicação da carga e o plano onde surgem as fendas.



Figura 12 Evolução temporal do dano do provete FPl₃



Figura 13 Esquemas representativos da rotura dos provetes (segundo a direção de carga aplicada nos ensaios, da direita para a esquerda): (a) e (c) Linha a vermelho representa as juntas horizontais ao longo das quais se deu a rotura dos provetes; (b) e (d) Deformada (linha a traço interrompido) observada no ensaio conforme a junta onde se deu a rotura

Após a análise das evoluções da rotura dos provetes pode-se concluir que a rotura se deu essencialmente pelos descolamentos da argamassa e das unidades de alvenaria, como era esperado. Três dos cinco provetes abriram uma fenda na terceira junta horizontal a contar da base (Figura 13 (a)) e dois a partir da segunda junta (Figura 13 (c)). As respetivas deformadas para a primeira situação (Figura 13 (b)) e para a segunda (Figura 13 (d)) mostram o que se pôde verificar durante a rotura dos provetes, que a rotação dos elementos ocorria em torno da linha resultante da interseção do plano que passa pela superfície de aplicação da carga e o plano da junta onde ocorreu a fissura.

Como a fissuração se deu pelo limite da argamassa e do bloco, as forças de atrito entre estes dois materiais são as principais responsáveis pelo desenvolvimento de resistência face à ação de solicitação do provete segundo um plano de rotura paralelo às juntas.

2.5 Resistência à flexão de muretes de blocos segundo uma direção de rotura perpendicular às juntas de assentamento

2.5.1 Provetes e sistema de ensaio

O ensaio de determinação da resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais seguiu a mesma norma do ensaio anterior (NP EN 1052-2 2002 [8]). Este ensaio permite determinar a resistência à flexão de pequenos provetes de alvenaria segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, aplicando-se, para tal, uma carga na maior face do provete, perpendicularmente a esta, segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, registando-se a carga máxima resistida. Construíram-se os muretes para ensaio com as dimensões de 1200 × 800 × 270 mm³ (comprimento x altura x espessura).

2.5.2 Instrumentação

Utilizou-se a mesma instrumentação que no ensaio anterior, referida em 2.4.2 (flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas) porém com um *setup* diferente e representado na Figura 14 (a).



Figura 14 Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais (a) *Setup* de ensaio; (b) Disposição da instrumentação adotada na face frontal do provete; (c) na face lateral do provete (dimensões em mm)

		F _{má} ,	x			$f_{_{xi}}$			
Provete	F _{máx} (N)	Média (N)	Desvio Padrão (N)	C.V. (%)	f _{xi} (N/mm²)	Média (N/mm²)	Desvio Padrão (N/mm²)	C. V. (%)	
FPr ₁	21383			14,1	0,29		0,05		
FPr ₂	26467				0,36	0,32			
FPr ₃	23748	23944,5	3369,4		0,32			14,1	
FPr ₄	20036				0,27				
FPr ₅	28088				0,38				

Quadro X Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas

2.5.3 Análise de resultados e representação do dano

Aplicando a norma deste ensaio obteve-se a resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, a envolvente força versus deslocamento, a resistência característica à flexão e sendo ainda possível observar a abertura de fissuras no gráfico obtido (Figura 15), através de pequenas quebras de força antes de se atingir a rotura dos provetes.

O gráfico resultante do ensaio de flexão, segundo a direção adotada neste ensaio, está representado na Figura 15. Neste é possível ver a força máxima que cada provete é capaz de suportar, assim como os deslocamentos sofridos.

A partir de uma análise do Quadro X pode-se extrair o valor médio da resistência à flexão segundo a direção considerada neste ensaio, de 0,32 N/mm², com um coeficiente de variação de 14,1%. O valor do coeficiente de variação é aceitável, havendo apenas uma ligeira variação das resistências à flexão de cada provete. Com a realização dos ensaios verificou-se que a rotura do provete, quando sujeito ao esforço de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, se deu pelas juntas verticais e pelos blocos, podendo assim afirmar-se que as unidades de alvenaria contribuem para a resistência à flexão para além do atrito entre os blocos e as argamassas.







(a)

(b) Figura 16 Dano final do provete FPr₂: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete

(c)

A resistência característica à flexão foi obtida pela equação (15).

$$f_k = \frac{0.32}{1.5} = 0.21 \, N/mm^2 \tag{15}$$

A resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais é 1,28 vezes superior à resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, o que seria de esperar, pois no caso do ensaio segundo um plano paralelo o provete oferece menos resistência pelo facto de a aplicação da carga ser paralela à junta horizontal. No caso do ensaio de flexão segundo uma direção perpendicular às juntas de assentamento, tanto os blocos como a interface argamassa/bloco oferecem resistência às cargas que solicitam o provete (Figura 16).

Na Figura 17 representou-se a deformada que os provetes sujeitos à flexão segundo a direção definida neste ensaio sofreram. A rotação dos provetes deu-se em torno da linha de interseção do plano que passa na face de aplicação da carga e no plano que passa pela zona de fendilhação, obtendo-se uma deformada aproximadamente simétrica.



Figura 17 Deformada (linha a traço interrompido) do provete quando sujeito a flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

Verificou-se que a rotura dos provetes se deu principalmente pelo eixo de simetria vertical, havendo pequenas inclinações a tender para a direita ou esquerda, ao fazer-se uma análise de cima para baixo dos provetes, como mostra a Figura 18.



Figura 18 Principais mecanismos de rotura identificados (dimensões em mm)

Com a realização dos ensaios de flexão segundo a direção de rotura perpendicular às juntas de assentamento pôde-se concluir que a resistência dos muretes de alvenaria depende essencialmente das características de ligação entre a argamassa e os blocos e da resistência dos blocos.

3 Conclusões

A resistência mínima das unidades de alvenaria em zonas de alta sismicidade, $f_{b,min}$ (como é por exemplo a ilha do Faial onde as unidades de alvenaria ensaiadas são utilizadas e restantes ilhas do grupo Central e Oriental), é de 4 N/mm² segundo o Eurocódigo 8 [1]. Analisando os valores de resistência média à compressão obtidos, pode-se afirmar o que os blocos do lote 1 não satisfazem este critério ($f_{b,normalizado} = 3,5 N/mm^2 < 4 N/mm^2$) e os blocos do lote 2 satisfazem ($f_{b,normalizado} = 4,7 N/mm^2 > 4 N/mm^2$). Assim, pode-se afirmar que estas unidades de alvenaria devem ser melhoradas por forma a satisfazer os critérios mínimos impostos pelos Eurocódigos de dimensionamento e se evitarem colapsos de paredes e edifícios.

É requerida uma resistência mínima à compressão, $f_{m,min}$ para a argamassa de alvenaria simples ou confinada, segundo o Eurocódigo 8, de 5 N/mm^2 [1]. Analisando os valores das resistências médias à compressão obtidas para cada uma das argamassas utilizadas, pode-se ver que todos os valores satisfazem este critério sendo bastante superiores (o valor mais baixo é de 12,9 N/mm^2 e ainda assim é 2,58 vezes superior ao mínimo exigido).

Os provetes ensaiados, que traduzem o tipo de construção adotado nas ilhas açorianas, satisfazem as soluções construtivas referidas no Eurocódigo 8, sendo as juntas verticais preenchidas.

Os provetes de alvenaria ensaiados à compressão simples, possuem uma resistência média à compressão, *f*, de 2,4 *N/mm*² e um módulo de elasticidade, *E*, entre os 4100 *N/mm*² e os 5400 *N/mm*², sendo o valor da resistência média à compressão cerca de seis vezes superior à resistência média ao corte (tração diagonal), *f*, de 0,4 *N/mm*². A rigidez é cerca de duas vezes superior nos provetes quando ensaiados à compressão comparativamente com os provetes ensaiados ao corte (módulo de distorção, *G*, médio é de 2500 *N/mm*²).

O modo de rotura dos provetes de alvenaria sujeitos à compressão simples deu-se segundo os septos dos blocos de betão, já no caso dos provetes de alvenaria ensaiados ao corte, observou-se que a rotura se deu principalmente pela interface bloco/argamassa das juntas, seguindo o traçado das juntas de assentamento e de topo.

Relativamente aos provetes de alvenaria ensaiados à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais obtevese uma resistência média à flexão, f_{xi} de 0,32 N/mm^2 , sendo 1,28 vezes superior à resistência média à compressão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais (0,25 N/mm^2). Esta superioridade de valor tem a ver com o facto de no ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento tanto as juntas verticais dos provetes como os blocos fazem face às cargas aplicadas, enquanto no caso dos ensaios à flexão segundo um plano paralelo, como as cargas são aplicadas paralelamente às juntas horizontais, são apenas as forças de interface argamassa/bloco, das juntas de assentamento, que resistem às forças a que o provete está sujeito.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Cimpor, empresa InterCement, à Cimentaçor, ao Sr. Francisco Araújo da Euromodal, aos Eng.º Pedro Medeiros, Dr. Nuno Pinto e Sr. Valdemar pelos meios, informações e apoio no desenvolvimento da parte experimental este trabalho. Os autores pretendem agradecer ainda o suporte financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia – FCT através do projeto "ASPASSI - Avaliação da Segurança e reforço de Paredes de Alvenaria de enchimento para Solicitações Sísmicas", com a referência POCI-01-0145-FEDER-016898.

Referências

- IPQ "Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios" *in NP EN* 1998-1 ed. Caparica, Portugal, 2010.
- [2] IPQ "Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada" in NP EN 1996-1-1 2005+A1 2015, ed. Caparica, Portugal, 2015.
- [3] Raposo, P. Identificação de tipologias e caracterização de paredes de alvenaria de enchimento em edifícios de betão armado existentes no arquipélago dos Açores, Dissertação, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.
- [4] IPQ "Método de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão" in NP EN 772-1, ed. IPQ, Caparica, Portugal, 2002.
- [5] CEN "Methods of test for mortar for masonry Part 11: Determination of flexual and compressive strength of hardened mortar". EN 1015-11, ed. Brussels, 1999.
- [6] IPQ "Método de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão" in NP EN 1052-1 2002, ed. Caparica, Portugal, 2002.
- [7] A. International "Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages" in E 519 - 02, ed. West Conshohocken, PA, United States, 2002.
- [8] IPQ "Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão" in NP EN 1052-2, ed. IPQ, Caparica, Portugal, 2002.

а

Reforço de lajes fungiformes com armadura transversal pós-instalada usando diferentes técnicas de ancoragem

Strengthened flat slabs by transverse reinforcement post-installed using different anchorage approaches

Micael Manuel Gonçalves Inácio António Manuel Pinho Ramos Duarte Miguel Viúla Faria

Resumo

Este artigo descreve o trabalho experimental desenvolvido para estudar uma técnica de reforço ao punçoamento de lajes fungiformes através da introdução de nova armadura transversal pós-instalada. Foram ensaiados 8 modelos de laje fungiforme reforçados com a introdução de armadura vertical pós-instalada, usando diferentes técnicas de ancoragem: de grandes dimensões na superfície da laje, de pequenas dimensões na superfície da laje e de pequenas dimensões embebidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal da laje. Foi também ensaiado um modelo de referência, não reforçado. É analisado o comportamento deste tipo de solução estrutural, nomeadamente: a deformação dos modelos, a extensão da armadura longitudinal, a carga e modo de rotura e a evolução da força nas armaduras de reforço. As cargas de rotura experimentais e os modos de rotura são comparados com os valores previstos pelo EC2, ACI 318-11 e MC2010.

Abstract

The present work reports the experimental research carried out to study a strengthening method for flat slabs under punching by introduction of new transverse reinforcement. Eight specimens were strengthened with the introduction of prestressed vertical steel bolts, using different anchorage approaches: large anchorage on surface, small anchorage on surface and small embedded anchorage. An unstrengthened reference specimen was also tested.

The models displacements, longitudinal reinforcement strain, load and mode of failure and evolution of force in bolts are analyzed. The experimental punching loads and failure modes are compared with the provisions of EC2, ACI 318-11 and MC2010.

Palavras-chave: Punçoamento / Laje fungiforme / Ancoragem / Reforço / Betão armado

Keywords: Punching / Flat slab / Anchorage / Strengthening / Reinforced concrete

Micael Manuel Gonçalves Inácio

UNIC, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa Lisboa, Portugal mmgi@fct.unl.pt

António Manuel Pinho Ramos

Professor Auxiliar Ceris, ICIST, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa Lisboa, Portugal ampr@fct.unl.pt

Duarte Miguel Viúla Faria

Engenheiro Civil Muttoni & Fernández, Ingénieurs Conseils Lausanne, Suíça duamvf@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.

INÁCIO, Micael [*et al.*] – Reforço de lajes fungiformes com armadura transversal pós-instalada usando diferentes técnicas de ancoragem. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 63-74.

1 Introdução

Atualmente, as estruturas em laje fungiforme são correntemente utilizadas em edifícios para os mais variados fins. O uso deste tipo de estruturas permite, de facto, grande versatilidade no que diz respeito à divisão dos espaços e maior facilidade na execução das instalações técnicas. Além disso, esta técnica apresenta ainda as vantagens da simplicidade, economia e rapidez de execução.

O comportamento estrutural das lajes fungiformes é bastante complexo, particularmente nas zonas de ligação pilar-laje, devido à concentração de esforços de flexão e corte. A resistência ao punçoamento é na maioria das vezes o fator preponderante no dimensionamento da espessura deste tipo de lajes, optando-se por vezes pela utilização de capitéis.

Com a generalização das estruturas em laje fungiforme, verificam-se frequentemente problemas estruturais, normalmente relacionados com a resistência ao punçoamento. Para solucionar tais problemas de resistência ao punçoamento podem ser aplicadas diferentes técnicas de reforço. Ramos [1], [2], Duarte [3], [4] e Luís [5], [6] estudaram o reforço de lajes fungiformes ao punçoamento com a introdução de parafusos transversais à laje, em torno do pilar. No entanto, nesses trabalhos foram usadas chapas de ancoragem de grandes dimensões à superfície da laje, obrigando, numa situação real de reforço, à realização de trabalhos adicionais com o objetivo de dissimular as chapas de ancoragem. Este trabalho pretende estudar o efeito do posicionamento e da área da ancoragem na técnica de reforço de lajes fungiforme através da introdução de parafusos.

2 Programa experimental

2.1 Descrição dos modelos e sistema de ensaio

Os modelos ensaiados são painéis quadrados de laje de betão armado com 1800 mm de lado e 120 mm de espessura. O modelo não reforçado designa-se de *R*, enquanto aos modelos reforçados foi atribuída uma designação em função do diâmetro do parafuso de reforço e da dimensão e posicionamento da ancoragem, de acordo com o Quadro I.

A armadura longitudinal foi dimensionada para que os modelos atinjam rotura por punçoamento. A armadura longitudinal superior era composta por uma malha quadrada de 24 varões ϕ 10 em cada direção igualmente distribuídos, com exceção dos modelos M6SE e M8SE que tinham 22 varões em cada direção. A armadura longitudinal inferior foi uma malha quadrada ϕ 6//0,20 m em todos os modelos. O recobrimento da armadura inferior e superior é aproximadamente de 10 mm e 20 mm, respetivamente. Durante o fabrico dos modelos de laje fungiforme foi medida a altura útil (*d*) da armadura longitudinal de cada modelo, apresentando-se o seu valor médio no Quadro I, assim como a percentagem geométrica de armadura longitudinal (ρ).

Os modelos foram sujeitos a um carregamento monotónico centrado até à rotura através de um macaco hidráulico posicionado debaixo da laje, usando uma placa de aço com dimensões de $200 \times 200 \text{ mm}^2$ que simula um pilar no centro dos modelos. A

espessura da placa de aço que simula o pilar é de 50 mm, possuindo assim rigidez suficiente para manter a superfície de contacto plana ao longo do ensaio. Os ensaios foram realizados com controlo por forca.

Quadro I Designação e características dos modelos

Modelo	d (mm)	ρ (%)	Parafusos de reforço	Ancoragem
R	87,1	1,20	-	-
M10	83,5	1,25	M10	Chapa de grandes dimensões
M8a	93,5	1,12	M8*	Chapa de grandes dimensões
M8	90,3	1,16	M8	Chapa de grandes dimensões
M8S	94,1	1,11	M8	Chapa de pequenas dimensões, à superfície
M8SE	90,9	1,04	M8	Chapa de pequenas dimensões, embutida
M6	89,5	1,17	M6	Chapa de grandes dimensões
M6S	91,1	1,15	M6	Chapa de pequenas dimensões, à superfície
M6SE	91,2	1,04	M6	Chapa de pequenas dimensões, embutida

* Neste modelo os parafusos não foram pré-esforçados mas apenas ajustados.

O sistema de ensaio utilizado é apresentado na Figura 1, sendo constituído por quatro perfis metálicos RHS 150 \times 150 \times 10 mm³, sob os quais são colocadas oito placas de aço com dimensões de 100 \times 100 \times 20 mm³, que apoiam na face superior do modelo. Através de quatro cordões de aço de alta resistência com diâmetro de 15,24 mm, ancorados por cabeças de ancoragem sobre os perfis metálicos e à laje de reação do laboratório, são garantidas as condições de fronteira do modelo.

O carregamento dos modelos reforçados foi feito em duas fases: primeiro foram carregados até aproximadamente 60% da carga de rotura do modelo não reforçado (R), sendo de seguida descarregados e reforçados (fase de fendilhação). A técnica de reforço usada consiste em executar furos na laje em torno do pilar e introduzir parafusos que são pré-esforçados de seguida. Após reforço, as lajes são carregadas até à rotura (fase de carregamento até à rotura).

No reforço dos modelos referidos neste trabalho foram usados dezasseis parafusos dispostos em duas camadas em torno do pilar, conforme apresentado na Figura 2a). A primeira linha de parafusos foi colocada a cerca de 0,5d da face da área carregada e a segunda linha a cerca de 0,75d da primeira. A Figura 2b) apresenta em detalhe a zona de ancoragem nos modelos com as ancoragens embutidas. A geometria dos parafusos de reforço e das chapas de ancoragem usadas são apresentadas na Figura 3.

A força inicial nos parafusos foi aplicada através de uma chave dinamométrica. No modelo M8a os parafusos foram apenas ajustados com o objetivo de estudar o efeito do pré-esforço nesta técnica de reforço.



Figura 1 Geometria dos modelos e sistema de ensaio



Figura 2 a) Posicionamento da armadura de reforço e b) detalhe da ancoragem embutida





2.2 Propriedades dos materiais

Para caracterizar o betão usado nos modelos foram ensaiados seis cubos de 150 × 150 × 150 mm³ (f_{ccm}) à compressão no mesmo dia do ensaio da laje respetiva. Os resultados são apresentados no Quadro II, juntamente com a resistência à compressão em cilindros

 (f_{cm}) calculada como 0,8 f_{ccm} . São ainda apresentados os valores da tensão de cedência do aço (f_{y}) , da tensão limite de proporcionalidade a 0,2% do aço $(f_{0,2})$, do módulo de elasticidade (E_w) e da tensão de rotura do aço da armadura longitudinal (f_{r}) .

Quadro II Propriedades dos materiais usados

	Modelo	R	M10	M8a	M8	M8S	M8SE	M6	M6S	M6SE
	f _{ccm} (MPa)	49,1	52,4	59,9	59,6	48,4	33,5	59,6	45,4	33,5
	$f_{\rm cm}$ (MPa)	39,3	41,9	47,9	47,7	38,7	26,8	47,7	36,3	26,8
a	$f_{y}/f_{0,2}$ (MPa)		58	36		5	23	586	5	23
Ø	f_t (MPa)		69	96		6	518	696	6	518
<i>(</i> 710	$f_{y}/f_{0,2}$ (MPa)		4	67	529		29	467	5	29
Ø	f_t (MPa)		597			653		597	6	53
NAC	f _{0,2} (МРа)	-	-	-	-	-	-	421	530	530
1416	<i>E_w</i> (GPa)	-	-	-	-	-	-	197	195	195
NAC	f _{0,2} (МРа)	-	-	523	523	587	587	-	-	-
M8	<i>E_w</i> (GPa)	-	-	200	200	217	217	-	-	-
N 41	<i>f</i> _{0,2} (MPa)	-	534	-	-	-	-	-	-	-
M10	E (GPa)	_	223	_	_	_	_	_	_	_

2.3 Monitorização

Os deslocamentos verticais na face superior dos modelos foram medidos ao longo dos ensaios em cinco pontos através de defletómetros elétricos. Em cada modelo foram instrumentados três varões da armadura longitudinal superior com a colagem em cada um deles de dois extensómetros elétricos diametralmente opostos. O posicionamento dos defletómetros e dos varões instrumentados é apresentado na Figura 4.



Figura 4 Posicionamento dos defletómetros (à esquerda) e dos extensómetros (à direita)

A carga vertical aplicada aos modelos foi quantificada através de quatro células de carga, uma por cada cordão de pré-esforço que fixa o modelo de ensaio à laje de reação do laboratório (Figura 1). A evolução da força instalada nos parafusos de reforço foi medida usando extensómetros elétricos colados a meio do comprimento dos parafusos. Em oito dos dezasseis parafusos de reforço foi colado

um par de extensómetros (Figura 5) e essa informação foi usada para calcular a evolução da força nos parafusos durante o decorrer dos ensaios.



Figura 5 Parafuso de reforço instrumentado com extensómetro elétrico

3 Análise dos resultados experimentais

3.1 Capacidade de carga e modo de rotura

Os valores das cargas de rotura obtidas experimentalmente são apresentados no Quadro III. Para fazer a análise do aumento da capacidade de carga dos modelos reforçados de forma a ter em conta as variações da altura útil, da percentagem de armadura e da resistência à compressão do betão, as cargas experimentais foram divididas pelo valor obtido com a expressão do EC2 [7] que permite calcular o valor resistente ao punçoamento centrado sem armaduras específicas, usando os valores médios para a resistência à compressão do betão e desprezando a limitação do fator k. As relações obtidas foram posteriormente divididas pelo valor obtido para a laje de referência (R), permitindo assim considerar apenas o efeito do reforço na análise da resistência ao punçoamento das lajes reforçadas. Os resultados obtidos para a capacidade de carga adimensionalizada de cada um dos modelos são apresentados na Figura 6. Os resultados dos ensaios experimentais mostraram que a técnica de reforço usada foi eficiente, levando ao incremento médio da capacidade de carga de 54% no modelo M10, de 21% nos modelos M8 e de 15% nos modelos M6.

Os resultados obtidos com o uso de ancoragens de pequenas dimensões em vez de ancoragens de grandes dimensões não mostraram uma tendência clara. Nos modelos com parafusos de reforço M8 foi observado um pequeno decréscimo da capacidade de carga, enquanto nos modelos reforçados com parafusos M6 a capacidade de carga foi ligeiramente incrementada. Além disso, verifica-se uma ligeira redução da eficiência da técnica de reforço utilizada quando se usam ancoragens embebidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal.

Nos ensaios foram observados dois modos de rotura: a superfície de rotura atravessa o reforço, designado neste documento como rotura pelo interior; a superfície de rotura desenvolve-se por fora da armadura de reforço, designado neste documento como rotura pelo exterior. Os modelos M6, M8a, M6S, M6SE e M8SE apresentaram o primeiro modo de rotura enquanto os modelos M10 e M8 apresentaram rotura pelo exterior do reforço. É importante não esquecer que nos modelo M8 e M10, que apresentaram rotura pelo exterior do reforço, se observou a cedência das armaduras longitudinais. No modelo M8S foi observado um modo de rotura misto, ou seja, de um lado a superfície de rotura atravessou a armadura de reforço enquanto no lado oposto desenvolveu-se pelo exterior.

Quadro III Cargas de rotura obtidas (V_{exp}) e cargas teóricas de rotura por flexão (V_{fiex}) (kN)

	R	M10	M8a	M8	M8S	M8SE	M6	M6S	M6SE
V _{exp}	269,0	405,9	366,3	381,0	352,3	273,0	331,0	328,6	273,8
V_{flex}	310,7	298,0	340,2	327,9	378,1	321,0	324,7	364,0	323,1



Figura 6 Capacidade de carga adimensionalizada

O Quadro III apresenta os valores calculados do V_{flex} (carga de rotura à flexão) para os vários modelos, utilizando o método das linhas de rotura. Pela análise dos resultados, pode ser concluído que nos modelos M10, M8a e M8 a capacidade de carga foi influenciada pela sua resistência à flexão. Para as cargas correspondentes a V_{flex} , as forças instaladas nos parafusos dos modelos referidos não tinham ainda atingido a sua capacidade máxima, conseguindo ainda aumentar a carga vertical aplicada ao modelo. Este comportamento está relacionado com o incremento da deformação da laje quando esta atinge a sua capacidade de carga por flexão, levando à solicitação dos parafusos de reforço, incrementando a capacidade de carga da laje. Além disso, os modelos M10, M8a e M8 apresentaram igualmente um decréscimo repentino da carga na rotura, o que leva a concluir que estes modelos tiveram um modo de rotura misto punçoamento/flexão.

A Figura 7 apresenta a vista da superfície de rotura em corte dos modelos ensaiados. O posicionamento dos parafusos de reforço é representado através de linhas verticais vermelhas e a área carregada está representada no centro da face inferior. Após o corte dos modelos ensaiados foi possível medir a inclinação da superfície de rotura. No Quadro IV são apresentados apenas os valores médios medidos em ambas as direções, uma vez que a inclinação da superfície de rotura é semelhante em todo o seu contorno.



Figura 7 Vista em corte do modelo M8SE após rotura, em ambas as direções

Quadro IV Inclinação média da superifície de rotura (°)

R	M10	M8a	M8	M8S	M8SE	M6	M6S	M6SE
31	44	42	45	40	44	40	36	42

Pelos resultados obtidos, verifica-se que a introdução da armadura de reforço levou ao incremento da inclinação da superfície de rotura. De facto, nos modelos reforçados a inclinação média da superfície de rotura foi de 42º enquanto no modelo de referência, não reforçado, foi de 31º.

3.2 Deslocamentos verticais

Nesta secção são apresentados alguns gráficos que foram elaborados com o objetivo de simplificar a análise de resultados. Para cada modelo reforçado ensaiado foi elaborado um gráfico com a evolução dos deslocamentos ao longo das duas fases de carregamento a que foram sujeitos, fase de fendilhação e fase de carregamento até à rotura (Figura 8). No modelo de referência apenas existiu a fase de carregamento até ocorrer a rotura da laje.

Os gráficos apresentados na Figura 8 dizem respeito ao deslocamento vertical às distâncias de 300 e 750 mm do centro da laje, e os valores foram obtidos pela média dos defletómetros colocados nos pontos referidos.

Em todos os modelos o aparecimento de fendas ocorre para valores de carga aplicada entre 40 kN e 80 kN. Pela análise da evolução dos descolamentos, verifica-se que após a primeira fase de carregamento, todos os modelos apresentaram uma deformação residual de cerca 1 mm, com exceção do modelo M6 onde a deformação residual medida foi de cerca 0,3 mm.



Figura 8 Evolução dos deslocamentos ao longo do carregamento

Depois da fase de reforço, a rigidez dos modelos mantém-se aproximadamente inalterada em relação à primeira fase de carregamento (fase de fendilhação), levando a concluir que o tipo de reforço estudado não altera significativamente a rigidez das lajes. No entanto, realça-se o facto de todos os modelos reforçados apresentarem um aumento significativo de ductilidade, uma vez que estes permitiram alcançar maiores deformações na rotura do que o modelo de referência. Note-se ainda que os modelos em que foram usadas chapas de ancoragem de pequenas dimensões embebidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal apresentam maiores deformações que os restantes, para o mesmo nível de

Figura 9 Evolução da extensão nas armaduras longitudinais com a força aplicada

carga aplicada. Este comportamento pode estar relacionado com o facto de o betão usado nestes dois modelos ser de classe resistente inferior.

3.3 Extensões nas armaduras longitudinais

Nesta secção é apresentada e analisada a evolução das extensões na armadura longitudinal superior dos modelos ensaiados. Conforme referido na secção 2.3, procedeu-se à instrumentação com extensómetros elétricos de três varões da armadura longitudinal superior com maior altura útil (direção y). Em cada varão instrumentado foram colocados dois extensómetros em posição diametralmente oposta, sendo a distância entre varões instrumentados de aproximadamente 150 mm, conforme apresentado na Figura 9.

A evolução da extensão da armadura longitudinal com o aumento da carga vertical aplicada é apresentada através de gráficos. Para cada modelo ensaiado, apresenta-se na Figura 9 um gráfico com a evolução no decurso do ensaio, dos valores médios dos extensómetros de cada varão instrumentado. Durante os ensaios experimentais, os extensómetros colados nos varões do modelo M8a e em alguns varões de outros modelos foram danificados, não sendo por isso apresentados os resultados. Com a exceção dos gráficos relativos ao modelo de referência (R), são apresentados no mesmo gráfico a evolução das extensões nos varões na fase de fendilhação e na fase de carregamento até à rotura.

De acordo com as propriedades da armadura longitudinal apresentadas no Quadro II e considerando o valor do módulo de elasticidade de 200 GPa, a extensão de cedência dos varões da armadura longitudinal é 2,3‰ e 2,7‰, nos modelos R, M10, M8a, M8, M6 e M8S, M8SE, M6S, M6SE, respetivamente.

A partir dos resultados apresentados na Figura 9 é possível observar que todos os varões instrumentados entraram em cedência nos modelos M8 e M10. Todavia, é importante relembrar que os varões instrumentados estão próximos da zona carregada e são os que têm maior altura útil. No modelo M8S, o varão instrumentado mais próximo da zona carregada entrou em cedência, enquanto os restantes varões instrumentados apresentam um decréscimo abrupto da extensão. Uma possível causa para este comportamento poderá estar relacionada com o desenvolvimento de fendas próximo dos pontos monitorizados, diminuindo as extensões nos instrumentados.

3.4 Força nos parafusos de reforço

Em cada um dos modelos reforçados foi monitorizada a evolução da força em metade dos parafusos usados para reforço, através da colagem de um par de extensómetros em cada parafuso monitorizado.

O Quadro V apresenta a força inicial nos parafusos, a força nos parafusos no momento da rotura e a variação da força nos parafusos de reforço durante o ensaio. A Figura 10 apresenta a evolução da média das forças nos parafusos de reforço interiores e exteriores ao longo do ensaio.

A força instalada nos parafusos permanece aproximadamente constante até a carga vertical aplicada atingir cerca de 70% a 95% da carga de rotura, indicando o início da abertura de fendas de corte atravessando a espessura da laje. Este comportamento valida o facto de as lajes poderem ser reforçadas quando estão descarregadas, como descrito na secção 2.1, uma vez que os parafusos de reforço apenas foram mobilizados para um nível de carregamento próximo da rotura, até porque a primeira fendilhação é por flexão e só posteriormente por corte.

De uma forma geral, o incremento da força nos parafusos interiores é superior ao dos parafusos exteriores. O incremento da força nos parafusos dos modelos em que as chapas de aço foram embebidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal foi inferior ao dos modelos com ancoragens colocadas à superfície.

Quadro V	Força inicial, força na rotura e variação da força instalada
	(kN)

	Para	fusos inter	iores	Parafusos exteriores			
Modelo -	$F_i^{(a)}$	$F_{f}^{(b)}$	$\Delta F^{(c)}$	F (a)	F _f ^(b)	$\Delta F^{(c)}$	
M10	11,1	19,3	8,2	11,4	18,0	6,6	
M8a	1,2	15,7	14,5	1,3	13,8	12,5	
M8	4,9	14,7	9,8	6,7	11,8	5,1	
M8S	5,5	11,3	5,8	5,6	8,5	2,9	
M8SE	6,0	10,4	4,4	6,0	7,6	1,6	
M6	4,2	5,6	1,4	3,0	5,1	2,1	
M6S	2,7	6,4	3,7	2,8	5,7	2,9	
M6SE	3,2	6,2	3,0	2,3	4,4	2,1	

 $^{(a)}$ F_{i} – força inicial; $^{(b)}$ F_{i} – força na rotura; $^{(c)}$ ΔF – variação da força.

A dimensão da chapa de ancoragem dos parafusos de reforço é um fator importante na eficiência do sistema de reforço, uma vez que tem influência direta no desenvolvimento de forças nos parafusos e consequentemente no comportamento da laje reforçada. A área de ancoragem influencia o desenvolvimento de força nos parafusos, uma vez que a rigidez do sistema de ancoragem poderá ser diminuída pelo esmagamento localizado do betão. Além disso, a existência de uma ancoragem de área insuficiente poderá levar à rotura localizada do betão por esmagamento, o que vai limitar o desenvolvimento de força no parafuso.

Nos modelos ensaiados alguns parafusos entraram em cedência ou atingiram mesmo a rotura. No modelo M10 apenas um parafuso entrou em cedência, no modelo M6 todos os parafusos da camada interior e três da camada exterior romperam, no modelo M8a todos os parafusos romperam com exceção de um da camada interior e dois da camada exterior. Nos modelos M6S e M6SE apenas romperam quatro parafusos da camada exterior e dois da camada interior, respetivamente. Nos modelos M8, M8S e M8SE nenhum parafuso entrou em cedência.

3.5 Comparação dos resultados experimentais com os previstos pelo EC2, ACI e MC2010

Foram calculados os valores da carga de rotura ao punçoamento usando as expressões preconizadas no EC2 [7], ACI 318-11 [8] e MC2010 [9], considerando os valores médios da resistência à compressão do betão e não considerando os coeficientes parciais de segurança. Por motivos de limitação de espaço não são apresentadas as expressões utilizadas, no entanto, mais detalhes podem ser encontrados em Faria [10] e Inácio [11].


Figura 10 Evolução da força média nos parafusos da camada interior e exterior do reforço

Modelo	V _{exp} ⁽¹⁾ (kN)	Código	Modo Rotura ⁽²⁾	V _{flex} ⁽³⁾ (kN)	V _{_Rm} ⁽⁴⁾ (kN)	V _{exp} /V ⁽⁵⁾
		EC2			270,2	1,00
D	260.0	ACI 318-11		210.7	209,2	1,29
К	269,0	MC2010 (II)	-	310,7	241,6	1,11
		MC2010 (III)			254,6	1,06
		EC2	Flexão		333,1	1,36
N/10	105.0	ACI 318-11	Flexão	200.0	315,1	1,36
MIU	405,9	MC2010 (II)	Flexão	298,0	316,1	1,36
		MC2010 (III)	Flexão		329,7	1,36
		EC2	Flexão		373,9	1,08
MOS	266.2	ACI 318-11	Interior	240.2	274,4	1,33
I*I0d	200,2	MC2010 (II)	Flexão	540,2	352,7	1,08
		MC2010 (III)	Flexão		364,4	1,08
		EC2	Flexão		365,3	1,16
MO	201.0	ACI 318-11	Interior	2220	263,2	1,45
MQ	381,0	MC2010 (II)	Flexão	321,9	341,0	1,16
		MC2010 (III)	Flexão		352,3	1,16
		EC2	Interior		353,6	1,00
1405	2522	ACI 318-11	Interior	270 1	281,4	1,25
14102	552,5	MC2010 (II)	Interior	570,1	350,4	1,01
		MC2010 (III)	Interior		366,3	0,96
		EC2	Interior		294,9	0,93
MOCE	272.0	ACI 318-11	Interior	221.0	252,2	1,08
I*IO3E	275,0	MC2010 (II)	Exterior	521,0	272,6	1,00
		MC2010 (III)	Interior		288,5	0,95
		EC2	Interior		305,1	1,08
MG	221.0	ACI 318-11	Interior	2247	186,2	1,78
1410	551,0	MC2010 (II)	Interior	524,1	299,2	1,11
		MC2010 (III)	Interior		314,7	1,05
		EC2	Interior		289,2	1,14
MES	220 6	ACI 318-11	Interior	264.0	192,0	1,71
14102	526,0	MC2010 (II)	Interior	504,0	294,7	1,12
		MC2010 (III)	Interior		308,9	1,06
		EC2	Interior		263,6	1,04
MASE	272.9	ACI 318-11	Interior	3221	177,2	1,55
1103E	213,0	MC2010 (II)	Interior	525,1	262,7	1,04
		MC2010 (III)	Interior		275,1	1,00

Quadro VI Comparação entre as cargas de rotura experimentais e estimadas pelos códigos

⁽¹⁾ carga de rotura experimental; ⁽²⁾ modo de rotura previsto; ⁽³⁾ carga de rotura prevista por flexão; ⁽⁴⁾ carga de rotura prevista por punçoamento ⁽⁵⁾ $V_{min} = min(V_{flex}; V_{sm})$.

O Quadro VI faz a comparação entre as cargas de rotura experimentais e os valores previstos usando EC2 [7], ACI 318-11 [8] e MC2010 [9] para os níveis II e III de aproximação. O Quadro VI mostra também o modo de rotura previsto pelos códigos.

No Quadro VII é apresentado o valor médio e o coeficiente de variação (CoV) para a relação V_{exp}/V_{Rm} para os modelos que tiveram rotura por punçoamento, considerando todos os modelos (à esquerda) e apenas considerando os modelos reforçados (valores à direita). Com a análise dos resultados apresentados nos Quadros VI e VII pode ser observado que o EC2 [7] e o MC2010 [9] no nível III de aproximação preveem valores médios para a resistência ao punçoamento que estão muito próximos dos obtidos experimentalmente, com a relação média V_{exp}/V_{Rm} de 1,03 e 1,01, respetivamente.

Os valores obtidos através das expressões preconizadas pelo ACI 318-11 [8] são um pouco conservativos, com valores da relação V_{exp}/V_{Rm} de 1,44 e 1,47, respetivamente, se todos os modelos forem considerados ou se apenas se considerarem os modelos reforçados. Além disso, pode ser observado que o ACI 318-11 [8] apresenta valores mais elevados para o CoV, quando comparado com os valores calculados usando o EC2 [7] e o MC2010 [9].

Comparando os resultados obtidos para os níveis II e III de aproximação do MC2010 [9], verifica-se que existe pouca diferença entre eles e ambos os níveis de aproximação levam a previsões próximas dos resultados experimentais, para esta série de ensaios laboratoriais. Para os modelos que apresentaram um modo de rotura misto flexão/punçoamento a relação V_{exp}/V_{flex} foi de 1,20 com o CoV de 0,12.

Quadro VII Resumo dos resultados obtidos para a relação V_{evo}/V_{Bm}

	EC2	ACI 318-11	MC2010 (II)	MC2010 (III)
Média	1,03 / 1,04	1,44 / 1,47	1,06 / 1,05	1,01 / 1,00
CoV	0,07 / 0,08	0,19 / 0,20	0,05 / 0,05	0,05 / 0,05

(1) todos os modelos/apenas os modelos reforçados.

4 Conclusões

O presente documento apresenta os resultados de um trabalho experimental levado a cabo para avaliar a capacidade de carga ao punçoamento de lajes fungiformes reforçadas através da introdução de parafusos pré-esforçados pós-instalados.

Nos ensaios experimentais, registou-se um aumento da capacidade de carga dos modelos reforçados, com incrementos de 54%, 21% e 15%, para os modelos reforçados com parafusos M10, M8 e M6, respetivamente. Também a inclinação da superfície de rotura foi superior nos modelos reforçados, com uma inclinação média de 42°, enquanto no modelo de referência esta foi de 31°.

Os valores obtidos nos ensaios foram comparados com os previstos pelas normas. Os resultados mostraram que o EC2 [7] e o MC2010 [9] preveem de forma adequada a capacidade de carga dos modelos ensaiados, enquanto o ACI 318-11 [8] é um pouco conservativo.

Para finalizar, a campanha experimental apresentada neste

documento mostrou que o método utilizado no reforço de lajes fungiformes sujeitas a punçoamento centrado é eficiente. Além disso é um método económico, rápido e fácil de implementar.

Estes ensaios monotónicos são um primeiro passo no estudo deste assunto. Atendendo a que este tipo de estruturas é muito utilizado em Portugal, e que a ação sísmica deverá ser considerada, a presente equipa de investigação levou igualmente a cabo ensaios de punçoamento cíclico com este tipo de solução, tendo sido obtido um bom comportamento estrutural sob ação simultânea de cargas gravíticas e horizontais cíclicas [12].

Referências

- Ramos, A. M. P. et al. Repair and strengthening Methods of Flat Slabs for Punching, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Flat Slabs. Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, 2000, 9 p.
- [2] Ramos, A. M. Reparação e Reforço de Lajes Fungiformes ao Punçoamento. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1995, 141 p.
- [3] Duarte, I. Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2008, 141 p.
- [4] Duarte, I. et al. Strengthening of Flat Slabs with Transverse Reinforcement. Proceedings of CCC2008 – Challenges of Civil Construction International Conference, 2008, 7 p.
- [5] Luís, M. A. S. Punçoamento cíclico de lajes fungiformes reforçadas com pré-esforço transversal. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2010, 101 p.
- [6] Luís, M. A. S.; Ramos, A. M. P. Estudo Experimental do Punçoamento Cíclico em Lajes Fungiformes Reforçadas com Pré-Esforço Transversal. BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008, 2008, 10 p.
- [7] NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, 2010, 259 p.
- [8] ACI Committee 318. 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute, 2011.
- [9] Federation International du Beton. 2010. Model Code 2010, First Complete Draft, fib Bulletins N° 55 and 56.
- [10] Faria, D. et al. Punching of strengthened concrete flat slabs Experimental analysis and comparison with codes. Structural Engineering International, Vol. 22, No. 2, May 2012, pp. 202-214.
- [11] Inácio, M. et al Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement by introduction of steel bolts using different anchorage approaches. Engineering Structures 44, 2012, 63–77.
- [12] Almeida, A.; Inácio, M. Punçoamento em Lajes Fungiformes Sujeitas a Ações Cíclicas. Relatório 11 do FLAT – Comportamento de Lajes Fungiformes Sujeitas a Ações Cíclicas e Sísmicas, 2014, 56 p.

Reforço de lajes fungiformes com armadura transversal pós-instalada usando diferentes técnicas de ancoragem Micael Manuel Gonçalves Inácio, António Manuel Pinho Ramos, Duarte Miguel Viúla Faria

Seismic retrofit of reinforced concrete bridge columns using titanium-alloy bars

Reforço sísmico de pilares de betão armado com barras de titânio

Mackenzie Lostra Christopher Higgins André R. Barbosa

Abstract

This paper presents results of full-scale laboratory tests of a novel solution for retrofitting seismically vulnerable square reinforced concrete columns using externally mounted titanium alloy bars. The use of titanium alloy bars expands the options available to designers for improving the seismic performance of older reinforced concrete structures that do not meet modern design requirements. The experimental results from three column tests are presented in this paper: a control specimen (conventionally reinforced with detailing representative of existing vintage columns typical of US practice prior to 1970), and two specimens retrofitted with externally mounted titanium alloy bars acting as flexural ligaments and confining shell reinforced with a continuous titanium alloy spiral. Test results demonstrated greatly improved ductility and energy dissipation for the retrofitted columns and stable cyclic response. These features can produce more resilient bridges that are able to meet modernday performance requirements to achieve larger deformation demands without loss of gravity load capacity. The well-defined material properties and excellent environmental durability of the titanium alloy bars make them a viable long-term solution and the retrofit approach allows for visual inspection to observe damage and performance of the component.

Keywords: Lap-splice / Columns / Reinforced concrete / Seismic retrofit / / Titanium-alloy bars

Resumo

Este artigo apresenta resultados de ensaios experimentais executados à escala real de uma solução de reforço sísmico para pilares quadrados de betão armado por encamisamento e utilizando barras de titânio. No artigo apresentam-se resultados experimentais de três pilares: (1) um pilar de referência correspondente ao dimensionamento e pormenorização tipicamente efetuados antes dos anos 70 nos Estados Unidos, sem consideração de ações sísmicas, e dispondo de empalmes realizados ao nível imediatamente acima da sapata; (2) dois pilares reforçados por encamisamento de barras de titânio quer para reforço do comportamento dos pilares à flexão, quer pelo uso de cintas em espiral contínua de barras de titânio.

Os resultados experimentais demonstram que os pilares reforçados apresentam um melhor comportamento quer em termos de ductilidade, quer em termos de capacidade de dissipação de energia. A resposta experimental dos pilares reforçados cumpre com os requisitos de dimensionamento exigidos nos regulamentos atuais.

Palavras-chave: Emplames / Pilares / Betão armado / Reforço sísmico / Barras de titânio

Mackenzie Lostra

Graduate Research Assistant Oregon State Univ. Corvallis, OR, USA lostrama@oregonstate.edu

Christopher Higgins

Drinkward Professor of Structural Engineering, Oregon State Univ. Corvallis, OR, USA chris.higgins@oregonstate.edu

André R. Barbosa

Assistant Professor and Kearney Faculty Scholar Oregon State Univ. Corvallis, OR, USA andre.barbosa@oregonstate.edu

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.

LOSTRA, Mackenzie [*et al.*] – Seismic retrofit of reinforced concrete bridge columns using titanium-alloy bars. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 75-82.

1 Introduction

According to recent paleoseismic research, the Pacific Northwest region of the United States, including the States of Washington and Oregon, as well as Northern California, has a 15 percent probability of experiencing a M9.0 or greater earthquake originating from the Cascadia Subduction Zone within the next 50 years (Goldfinger et al. 2012). However, the Cascadia Subduction Zone was recognized at the end of the last century and bridge design codes were only changed to reflect the hazard in the early 1990s. As a result, bridges built in the region prior to this period were not adequately designed for the current level of expected seismic hazard. Upon review of vintage Oregon bridge designs, it was observed that many bridges built in 1950s and 1960s used square reinforced concrete columns with insufficient flexural and shear reinforcement to resist the expected seismic demands. In addition, the columns have poor detailing of the lap-splices at the base of the column above the footing, creating a bond-slip failure mode that significantly reduces the strength, stiffness, and displacement capacity of the columns (Cairns and Arthur 1979; ElGawady et al. 2010; Girard and Bastien 2002; Lukose et al. 1982; Melek and Wallace 2004; Paulay 1982). Similar details exist worldwide in regions with long return period seismicity.

This paper presents results of full-scale laboratory tests using a novel solution for retrofitting seismically vulnerable square reinforced concrete columns using externally mounted titanium alloy bars (TiABs). The use of TiABs expands the options available to designers for improving the seismic performance of older reinforced concrete structures that do not meet modern design requirements. TiABs can be both economical and efficient for this purpose and possess highly desirable qualities: impervious to corrosion, low stiffness, high ductility, well-defined material properties with high strength and minimal inelastic strain hardening, and a coefficient of thermal expansion that is closer to concrete than reinforcing steel.

Retrofitting aging or deficient reinforced concrete structures using TiABs has been proposed in the past. Recently, they were applied to bridge girders with inadequate flexural and shear reinforcement in a laboratory setting and subjected to monotonic loading at Oregon State University (Amneus 2014; Barker 2014). This was done using a construction method called Near-Surface Mounting (NSM) in which grooves are saw-cut into the concrete surface and the TiABs are bonded into the grooves with structural epoxy. These studies demonstrated promising results, inspiring the application of TiABs to RC columns for seismic rehabilitation.

Experimental results from three column tests are presented in this paper: a control specimen (conventionally reinforced with detailing representative of vintage column designs that did not consider seismic provisions), and two retrofitted specimens with externally mounted TiABs acting as flexural ligaments and with a continuous TiAB spiral reinforced confining shell. The conventionally reinforced columns had lap splices with a length of 0.90 m (3 feet) above the top of the footing. The two retrofitted specimens included: (1) a strengthened zone is extended 0.60 m (2-feet) above the lap splice, and (2) a strengthened zone extending 0.40 m (1 foot-4 inches) above the lap splice. All retrofitted specimens included externally mounted hooked titanium alloy bars, which were embedded into

epoxy-filled drilled holes in the footing and columns. The longitudinal TiABs provide alternative load paths for the flexural demands. Due to inadequate transverse reinforcing in the existing columns, a titanium alloy spiral reinforced shell was formed using no concrete cover over the spiral and filled with ordinary strength concrete. The titanium spiral shell provided confinement of the column and bracing of the titanium alloy ligaments which were unbonded along their length. These combined effects were intended to produce rocking column behaviour to improve ductility and deformation capacity while precisely controlling the column flexural strength to preclude other undesirable failure modes. These features can produce more resilient bridges that are able to meet modern-day performance requirements to achieve larger deformation demands without loss of gravity load capacity.

2 Experimental program

An experimental program was developed to evaluate the performance of RC columns retrofitted with TiABs subjected to reversed cyclic lateral loading. The program consisted of three full-scale square RC bridge columns constructed in the laboratory. The dimensions and loading of the tested columns were selected after analysis of geometrical information of the elements in a database of bridges produced for a state transportation agency in the US. The column specimens were tested as cantilever columns.

2.1 Specimen design

2.1.1 As-built specimen design

The specimens are representative of typical square reinforced concrete bridge columns designed according to pre-1970's design standards. The overall geometry of the columns was 3.96 m (13 feet) tall with a 0.61 m × 0.61 m (24 in.× 24 in.) square cross-section. The columns rest on a 1.83 m \times 1.83 m (6 ft. x 6 ft.) footing that was 0.61 m (24 in.) tall. The total height of the column specimens was 4.57 m (15 ft.), measured from the top of strong floor to the uppermost point of the column. Total weight, including the column and footing, was 8.44 metric tonnes (18.6 kips). The longitudinal reinforcement in the columns consisted of four 32 mm (#10) reinforcement bars placed at the corners of the columns. Transverse reinforcement consisted of 10 mm (#3) square ties, having 90° hooks and spaced at 300 mm (12 in.) on-center. The lowermost tie was located 150 mm (6 in.) above the top of footing elevation. Tie spacing is decreased in the upper 1.4 m (4.5 ft.) of the column for additional shear reinforcement near the load point of the column. Each of the columns contained lap splices, which consisted of a 90° hooked foundation bar that extended 0.9 meters (3 ft.) out of the footing. The longitudinal column bars were tied to the footing bars using mild steel tie wire at three locations evenly spaced along the length of the splice. The concrete cover was 38 mm (1.5 in.). Nominal yield strength of the footing and column longitudinal reinforcement was 420 MPa (60 ksi). The column transverse reinforcing steel, had a nominal yield strength of 275 MPa (40 ksi). The lower yield stress for the ties corresponds to ASTM A305 Intermediate Grade reinforcing steel used during the era of construction considered and provides similar transverse strength and stiffness as the in-service columns. Grade 40 is not available for large dimeter reinforcing bars and thus higher grade steel was used which required smaller bar diameters. The higher strength but smaller diameter bars provide similar strength and development length but lower dowel resistance and flexural stiffness than larger diameter lower strength bars. The overall specimen geometric details, dimensions, and cross-sections are shown in Figure 1.





2.1.2 Retrofit specimen design

Two of the columns (specimens C2 and C3) were retrofitted with TiABs. The titanium alloy is designated as Ti 6-4 which has 6% aluminium and 4% vanadium as alloying elements. Each retrofit consisted of eight vertical TiABS (two bars anchored to each column face, spaced at third-points) and a continuous circular spiral TiAB that was wrapped around the lower portion of the column with the ends anchored into the column faces at the top and bottom spiral. Three different lengths of vertical TiABs were used on each column. The three variable length bars allow a transition of longitudinal force around the column perimeter rather than a single location which reduces the concentration of stresses. Each longitudinal TiAB was fabricated with a 190 mm-long (7.5 inches) 90° threaded extension on the hook. The lower end of the bars were fabricated with 508 mm (20 in.) long threads and were placed into holes that were hammer-drilled into the footing to a depth of 560 mm (22 inches). The hooked ends were placed into holes that were hammer-drilled into the column face to a depth of 200 mm (8 in.). The remaining length of the vertical TiABs were smooth where they extend above the footing and below the 90° hooks. The vertical TiAB nominal diameter was 15.9 mm (5/8 inches) and the bend diameter of the

90° hook was 130 mm (5 in.). The diameter of the TiAB spiral was 9.5 mm (3/8 inches) and the wrap diameter is 865 mm (34 inches). The material properties and production method (dead lay) of the TiAB spiral allows the spiral to easily open and be wound around the column without permanent deformation and the coil naturally contacts the corners of the column. The spiral can be wrapped around the column by a single person without exertion. No other concrete preparation is required other than drilling eight (8) holes in the column face and eight (8) holes in the footing to anchor the ends of the vertical TiABs and two (2) holes to anchor the TiAB spiral. Nominal yield strength of all TiABs was 965 MPa (140 ksi) which was used in the design of the specimens.

Two different retrofit heights were considered in this study. The height of the retrofit for specimen C2 was 1.52 m (5 ft.) tall, which extended 0.61 m (2 feet) above the top of the column reinforcing steel lap splice. It consisted of vertical TiABs of lengths 1.93 m (76 inches; 3 each), 1.78 m (70 inches; 3 each), and 1.63 m (64 inches; 2 each). After installation of the vertical TiABs, a TiABs spiral was manually wrapped around the column base and placed at a pitch of 63.5 mm (2.5 inches). The retrofit for specimen C3 was 1.32 m (4.33 feet) tall, which extended 0.41 m (16 inches) above the lap splice. It consisted of vertical TiABs of lengths 1.78 m (70 inches; 3 each), 1.63 m (64 inches; 3 each), and 1.47 m (58 inches; 2 each). The corresponding TiAB spiral was placed at a pitch of 38 mm (1.5 inches) along the upper 405 mm (16 inches) over the region containing the vertical bar hook anchorages and at a pitch of 63.5 mm (2.5 inches) over the remaining height. The volume within the spiral was filled with concrete and intentionally results in no cover over the TiAB spiral. The concrete fill was isolated from the column concrete to prevent it from bonding and becoming composite with the underlying concrete by wrapping the column with plastic sheeting before casting the shell. The shell was cast directly against the footing for specimen C2 but for specimen C3, a 25 mm (1 in.) thick foam insulation board was placed between the shell and the top of the foot to isolate these elements.

2.2 Specimen construction

The specimens were constructed using two concrete placements for the conventional column, C1, and three concrete placements for the retrofitted specimens, C2 and C3. Firstly, the footing was cast and then the column was cast after the footing had cured. For the retrofitted specimens, the TiAB reinforced shell was cast after the column had cured. The footings for columns C1 and C2 were cast on the same date and footing for column C3 was cast at a later date. All columns were cast at different dates, as were each of the retrofit shells. The concrete mix for the footings and columns were designed to provide properties that are consistent with concrete proportions and mechanical properties from the age of construction and considering long-term strength gains over time in service. The concrete mix contained 9.5 mm (0.75 inch) maximum aggregate size and had a 28-day nominal compressive strength of 21 MPa (3 ksi). The use of the high-strength titanium spiral with close pitch over the lap splice region allows the shell concrete to consist of conventional strength material to improve economy and field applicability. The concrete used to fill the TiAB reinforced concrete shell contained 4.75 mm (0.375 in.) maximum aggregate size and had a 28-day nominal compressive strength of 28 MPa (4 ksi). A summary of the day-of-test compression and tensile strengths based on cylinder tests for all elements (footing, column, retrofit) is provided in Table I. The compression test cylinders for Column C1 were defective so the compressive strength was estimated based on the average correlation observed between tensile and compression strengths for specimens C2 and C3 and the tensile strength measured for C1. The controlling failure mode for specimen C1 is highly dependent on the concrete tensile strength which was measured using split cylinder tests.

Tabela I Material properties

Specimen	Column concrete tensile strength (day-of-test)	Column concrete compressive strength (day-of-test)	Retrofit shell concrete compressive strength (day-of-test)
C1	3.6 MPa (520 psi)	30.6 MPa (4440 psi)*	N/A
C2	3.4 MPa (490 psi)	29.0 MPa (4200 psi)	23.6 MPa (3420 psi)
C3	6.0 MPa (870 psi)	25.6 MPa (3700 psi)	34.8 MPa (5050 psi)

*Estimated based on split tensile strength relationship

2.3 Experimental setup and methodology

Following the construction of the footing and column (and retrofit, where applicable), the specimen was anchored to the laboratory strong floor, the horizontal actuator between the strong wall and column load point was attached, and then the axial load system was connected. A hydraulic jack was used to produce axial force in the specimens. The force applied by the jack was measured with a 2225 kN (500 kip) capacity load cell. The jack was placed at top of the column and a 3.2 mm (1/8 in.) thick copper plate was placed between the column and jack to accommodate surface imperfections and enable more uniform pressure distribution to the column. The axial load was distributed to a spreader beam and the force was self-reacted through the footing using two Dywidag bars, one on each side of the column and anchored with spherical nuts to permit rotation of the bars as the column sways under the lateral load. The applied axial load was 900 kN (200 kips), which corresponds to 10% of the nominal axial compressive capacity of the column. Fluctuations in axial load during testing due to column drift were monitored and the jack pressure was adjusted to maintain the compression force on the column during reversed cyclic testing. Lateral force was applied near the column top using a servohydraulic controlled actuator in displacement control. The loading protocol consisted of reversed cyclic loading. Each predetermined drift displacement level consisted of three full cycles (six peaks), with each cycle beginning with the column in the neutral position (zero displacement) and then displaced in the positive direction (north, pushing) to the target displacement amplitude, then in the negative direction (south, pulling) to the same displacement amplitudes and then returned to the neutral displacement. The experimental setup for the lateral and axial loading systems are illustrated in Figure 2.



Figure 2 Experimental setup: (a) lateral loading system; (b) axial force loading system

2.4 Instrumentation

Each test specimen was instrumented to quantify the local structural behaviors during testing. The instrumentation plan for the strain gages applied to the column reinforcing steel bars is illustrated in Figure 3. The instrumentation plan for the strain gages applied to the TiABs is illustrated in Figure 4. For all specimens, 22 strain gages were placed on the longitudinal steel reinforcement in the column, including both the footing bars and column bars, twelve (12) strain gages were placed on the transverse reinforcement ties in the column (two strain gages on each tie of the six (6) bottommost ties). For the retrofitted column specimens, 24 strain gages were placed on the longitudinal TiABs (three (3) on each bar) and an additional ten (10) on the shorter retrofit or twelve (12) on the taller retrofit were placed on the TiAB spiral (two (2) gages each at five (5) or six (6) elevations for the short and tall retrofits, respectively).

Strain gages on the longitudinal reinforcing steel were applied to the west face reinforcement bars, since the column was tested laterally in the north-south direction. This provided data for one bar in tension and one bar in compression due to column bending. On the transverse steel ties, the bottom six ties were instrumented with two strain gages each, one on the west face side and one on either the north or south faces. Three strain gages were applied to each of the vertical TiABs. On the TiAB spiral, strain gages were placed at elevations that corresponded to the instrument locations on the transverse steel ties with two strain gages, one on the west face and one on the north face. All surface strain gages were placed on the bars so as to minimize the influence of local bending induced strains in the bars.

Each specimen was also fitted with external instruments to measure local and overall deformations and applied loads as illustrated in Figure 5. Eleven (11) (column C1) or eight (columns C2 and C3) string potentiometers were used to measure flexural deformations (curvature and rotations). Eight (8) string potentiometers were used to measure shear deformations over the elevation of the column above the footing. A single string potentiometer was used to measure lateral column displacement at the location of the center axis of the horizontal actuator (location of applied load). Five (5) displacement sensors were used to measure footing slip, footing uplift and rotation, and deformation at the column base.



Figure 3 Strain gage locations: (a) vertical reinforcing steel bars and (b) transverse reinforcing steel ties

The string potentiometers were mounted away from the column face to minimize disruption of instrument readings from potential concrete spalling. The sensors were attached to aluminium angles that were supported by and bolted to 9.5 mm (3/8 inch) diameter threaded rods that were drilled and epoxy bonded into the column specimens. The threaded rods were anchored into the column after casting. There were twelve (12) mounting rods on column C1 (one on each north and south face at six different levels) and ten (10) mounting rods on columns C2 and C3 (one on each north and south face at five different elevations). The applied horizontal force was measured using a load cell attached to the actuator and the applied vertical load was measured using a load cell in series with the hydraulic jack at the top of the columns.



Figure 4 Strain gage locations: (a) vertical TiABs and (b) spiral TiAB



Figure 5 External instrumentation setup for: (a) vertical deformations and (b) horizontal deformations

3 Experimental results

The overall lateral force-column top displacement response for column specimen C1 is shown in Figure 6. The performance of the non-retrofitted specimen was very poor. Failure was observed at a very low drift of approximately 1.7%. This corresponds to a displacement ductility of 1.2. Flexural cracking occurred initially at the base of the column and extended to a height of approximately one-half of the overall column height. Splitting cracks along the lap lengths appeared at low drift magnitudes and eventually diagonal cracking was observed within the lap zone. Once splitting cracks extended along the entire lap length, spalling of the cover concrete began to occur, exposing the lap splice. Once the lapped bars were visible, marks were placed on the exposed bars to observe the relative movement between the bars. The observed relative movement was on the order of 25 mm (1 in.) at the end of the test. Failure of the lap splice and inability to resist flexural demand was the ultimate failure mode of the non-retrofitted specimen. The applied axial load was restorative, precluding buckling of the longitudinal steel reinforcing bars or specimen collapse.

The overall lateral force-column top displacement response from column specimens C2 and C3 are shown in Figures 7 and 8, respectively. Similar performance was observed for both specimens. The columns achieved peak lateral force of approximately 270 kN (60 kips) and maintained the upper shelf strength up to drift limit of 4.2% and 3.5% for C2 and C3, respectively. Failure of the lap splice occurred at these drift limits, where the specimens then demonstrated reduced lateral resistance of approximately one-third of the peak force in both tests. The specimens then followed a lower shelf resistance, maintaining this resistance of approximately 180 kN (40 kips) up to drift level of approximately 8.3% in both specimens. This corresponded to displacement ductility of 4.9 and 5.3 for specimens C2 and C3, respectively. This second resistance shelf was produced by the vertical TiABs combined with a diminishing contribution from the column longitudinal steel bars produced by sliding friction after bond failure. During testing, audible noise was heard from the vertical TiABs caused by localized damage to the anchorage locations in the column and footing. These tended to occur when the specimens were moving through the neutral point (zero displacement) where the vertical TiABs experienced stressreversal. Localized damage included stable withdrawal of the hooked end from the column face and concrete spall cones forming at the TiAB anchorage to the footing. A definitive failure condition for both specimens C2 and C3 was not reached. The tests were terminated because the stroke capacity of the actuator was achieved and additional drift could not be imposed for the present setup.



Figure 6 Overall lateral force-column top displacement response for specimen C1

The final condition of the columns showed damage to the concrete in the retrofit shell at the column corners where the shell concrete is only as thick as the TiAB spiral. Spalling of the concrete shell in specimen C2 occurred at fairly low drift levels because the segment of the concrete shell on the compression face was able to bear against on the footing and induced shearing force which cracked the thin shell at the column corner locations. This did not affect the structural performance of the column but to reduce this effect, 25 mm (1 in.) thick insulation foam board was added to specimen C3 to prevent this force transfer mechanism (described in section 2.1). Cracking of the shell in the concrete corners was still observed for specimen C3 but was reduced and was observed to initiate at higher drift levels than did specimen C2.

Backbone response curves are shown in Figure 9 and the energy dissipated at different drift levels is shown in Figure 10 for all specimens. As seen in Fig. 9, the average initial elastic stiffness of the TiAB retrofitted specimens were larger than the control specimen. Both specimens contained the same area of vertical and hoop TiABs, thus the length of the retrofit and bearing of the concrete shell on the footing produced changes in stiffness. The longer length retrofit with shell bearing (specimen C2) increased the average initial elastic stiffness 70% compared to the control specimen while the shorter retrofit without direct shell bearing (specimen C3) increased the

stiffness 52%. The influence of the length of the retrofit appears to be more influential on stiffness than bearing of the shell on the footing due to purposely debonding the shell from the concrete column. The retrofitted specimens were able to achieve larger lateral loads about 60% higher at drifts about 4 times that of the unretrofitted specimen. Significantly, as seen in Figure 9, the TiAB retrofitted specimens were able to dissipate more energy with about 110 kN-m at peak force (corresponding to about 3.5% drift) compared to control specimen C1 (only 3 kN-m at peak load occurring at 1.7% drift). The total energy dissipated by both specimens C2 and C3 were similar over the duration of the tests.



Figure 7 Overall lateral force-column top displacement response for specimen C2



Figure 8 Overall lateral force-column top displacement response for specimen C3



Figure 9 Backbone shear-drift responses for all specimens



Figure 10 Energy dissipated at drift amplitude for all specimens

4 Conclusions

Three full-size square reinforced concrete columns were tested under axial compression combined with reversed cyclic lateral load. The specimens were constructed to reflect the overall size, proportion, materials, and details of vintage bridge columns according to US practice prior to 1970. The specimens contained widely spaced ties and short lap splices of the longitudinal reinforcing steel in the column above the footing. Performance of the retrofitted columns was greatly improved compared to the baseline nonretrofitted specimen. The non-retrofitted column failed at very low displacement ductility levels due to failure of the longitudinal reinforcing steel lap splice in the column above the footing. The retrofitted columns achieved an initial higher resistance due to the actions of the internal flexural steel and vertical TiABs until the contribution of the flexural steel diminished due to loss of bond at the lap splice. After the lap splice failure, the vertical TiABs continued to provide flexural resistance. The TiAB spiral provided confinement of the concrete column and allowed the lap splice to continue to contribute resistance to higher drifts than the baseline nonretrofitted specimen. It further prevented buckling of the vertical TiABs. The combined effects of a confined core and long unbonded vertical TiABs provided rocking column behavior which did not exhibit an obvious failure point or significant strength degradation (after achieving the lower resistance shelf following failure of the steel lap splice). The test results show great potential for the use of TiABs for retrofitting vintage bridge columns to produce desirable and predictable seismic response that can achieve the required performance levels of modern designs and materials.

Acknowledgements

Financial support for this research and the titanium alloy bars were provided by Perryman Company of Houston, PA, USA. The encouragement and support of Mr. James Perryman, Sr. is gratefully acknowledged. The findings and conclusions presented in this paper are solely those of the authors.

References

- Amneus, D. (2014) Methods for Strengthening Flexural Steel Details in Reinforced Concrete Bridge Girders Using a Near-Surface Mounted Retrofitting Technique. Master's Thesis, Oregon State University, Corvallis.
- [2] ASTM A305-50T "Minimum Requirements for the Deformations of Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement. ASTM International, 1950, pp. 218-220.
- [3] Barker, L. (2014) Flexural Anchorage Performance and Strengthening on Negative Moment Regions Using Near-Surface Mounted Retrofitting in Reinforced Concrete Bridge Girders. Master's Thesis, Oregon State University, Corvallis.
- [4] Cairns, J.; Arthur, P.D. (1979) Strength of Lapped Splices in Reinforced Concrete Columns. *Journal Proceedings*, 76 (2), 277-296.
- [5] ElGawady, M., et al. (2010) Retrofitting of Rectangular Columns with Deficient Lap Splices. *Journal of Composites for Construction*, 14 (1), 22-35.
- [6] Girard, C.; Bastien, J. (2002) Finite-Element Bond-Slip Model for Concrete Columns under Cyclic Loads. J. Struct. Eng., 128 (12), 1502-1510.
- [7] Goldfinger, et al. (2012) Turbidite event history Methods and implications for Holocene paleoseismicity of the Cascadia subduction zone. U.S. Geological Survey Professional Paper 1661-F, 170 p.
- [8] Lukose, K.; Gergely, P.; White, R. N (1982) Behavior of Reinforced Concrete Lapped Splices for Inelastic Cyclic Loading. *Journal Proceedings*, 79 (5), 355-365.
- [9] Melek, M.; Wallace, J. (2004) Cyclic Behavior of Columns with Short Lap Splices. *Structural Journal*, 101 (6), 802-811.
- [10] Paulay, T. (1982) Lapped Splices in Earthquake-Resisting Columns. Journal Proceedings, 79 (6), 458-469.

Custo de reparação e reforço de pilares ocos de betão armado

Cost of repair and retrofit of reinforced concrete hollow columns

Pedro Delgado Nelson Sá Mário Marques António Arêde

Resumo

Os pilares ocos de betão armado são conhecidos pelos seus danos motivados pelos esforços de corte a que estão sujeitos. Este aspeto é particularmente sensível no caso de pilares em que o modo de rotura se relaciona geralmente com o comportamento de corte. Existem muito poucos estudos sobre as consequências económicas da reparação e reforço dos danos físicos existentes em pilares ocos de betão armado submetidos à ação sísmica. Esta informação é muito importante quando se equaciona a análise custo-benefício de medidas de prevenção ou reparação de danos sísmicos.

Portanto, o presente trabalho pretende discutir as adequadas estratégias de reparação e reforço, bem como os seus custos, associados a cada estado limite de dano sísmico. Para tal, será realizada uma análise de resultados experimentais de ensaios cíclicos em pilares ocos de betão armado realizados na Universidade do Porto, e serão estimados os custos de reparação em parceria com empresas de construção especializadas.

Abstract

The hollow piers of reinforced concrete are well known because of shear effects to which are often subjected. This aspect is particularly true in the case of hollow piers in which the failure modes generally relate to shear behavior. There are very few studies on the economic consequences of the repair and strengthening of physical damages existing in hollow piers of reinforced concrete subjected to the seismic action. This information is very important when it equates the cost-benefit analysis of measures to prevent or repair earthquake damage.

Therefore, this paper discusses the appropriate strategies for repair and strengthening of the hollow piers, as well as the costs associated with each limit state of seismic damage. This requires an analysis of experimental results from cyclic tests on reinforced concrete hollow piers conducted at the University of Porto, and repair costs will be estimated in collaboration with construction companies existing in Portugal.

Palavras-chave: Custo de reparação / Dano de corte / Pilares ocos de BA / / Comportamento cíclico não linear Keywords: Repair cost / Shear damage / RC hollow piers / Non-linear cyclic behavior

Pedro Delgado

Doutor Instituto Politécnico de Viana do Castelo / CONSTRUCT-LESE Viana do Castelo, Portugal pdelgado@estg.ipvc.pt

Nelson Sá

Mestre Instituto Politécnico de Viana do Castelo Viana do Castelo, Portugal

Mário Marques

Doutor CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia (FEUP) Universidade do Porto Porto, Portugal

António Arêde

Doutor CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia (FEUP) Universidade do Porto Porto, Portugal aarede@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.

DELGADO, Pedro [*et al.*] – Custo de reparação e reforço de pilares ocos de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 83-94.

1 Introdução

Os pilares de secção oca são utilizados com frequência em pontes de grande altura, nomeadamente quando é necessário garantir uma elevada rigidez e simultaneamente um peso reduzido, conduzindo assim a uma construção mais económica. Os pilares ocos podem ser comparados a paredes de betão armado, no entanto quando este tipo de elementos está sujeito a ações sísmicas de elevada intensidade podem, em certas circunstâncias, revelar-se muito vulneráveis, devido predominantemente à sua menor capacidade resistente ao corte e à deformação.

Em virtude da esperada vulnerabilidade destes pilares, quando sujeitos à ação dos sismos, torna-se premente avaliar quais os danos esperados e a sua evolução com o incremento do nível de intensidade. Do mesmo modo, constata-se que o enfoque da investigação científica dedicada ao comportamento sísmico destes elementos é ainda reduzido, em particular no que se refere à caracterização dos danos e à definição dos estados limites de dano, sob a perspetiva do comportamento físico e estimativa de custos de reparação. Após identificados quais os danos e consequente estado limite de dano, o processo de estimativa do custo de reparação e reforço dos pilares ocos torna-se mais fácil. Assim, como forma de estabelecer uma correspondência entre os diversos estados limites de danos e o custo de reparação e reforço, analisou-se um conjunto de resultados de ensaios experimentais quase-estáticos conduzidos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [1-3].

2 Descrição dos ensaios experimentais realizados

A campanha de ensaios experimentais foi realizada no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural), localizado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, onde se desenvolveu um *setup* de ensaio que serviu para vários trabalhos de investigação neste domínio. O *setup* do ensaio, ilustrado na Figura 1, é uma estrutura constituída por 2 pórticos de reação construídos por perfis metálicos.



Figura 1 Setup de ensaio

Um dos pórticos está equipado com um atuador horizontal que permite aplicar cargas até 500 kN. O outro pórtico está equipado com um atuador vertical, para a simulação de cargas axiais, com uma capacidade de aplicar cargas até 700 kN. Este segundo atuador

está preparado para que a carga possa ser sempre constante independentemente do deslocamento do topo do pilar. A sapata do pilar e os pórticos de reação estão ligados ao pavimento rígido através de tirantes de aço de alta resistência, pré-esforçados para prevenir deslocamentos e rotações indesejáveis.

Esta campanha de ensaios experimentais foi constituída por 12 pilares, 6 quadrados (PO1) e 6 retangulares (PO2). Os pilares retangulares têm uma secção de 0,90 \times 0,45 m e uma espessura de parede de 7,5 cm. Todos os pilares têm 1,40 m de altura e foram construídos a uma escala de ¼ relativamente ao tamanho original. No Quadro I encontram-se as características dos pilares [1-3].

Relativamente à instrumentação foram utilizados LVDT's numa das faces laterais e foram também registadas imagens e vídeo (pelo exterior e interior). Nas Figuras 2 e 3 ilustram-se a pormenorização da armadura e a disposição dos LVDT's, respetivamente.

Nos pilares ensaiados foram aplicados dois tipos de carregamento, uma carga axial de 250 kN, constante ao longo do tempo, e uma horizontal, responsável pelo deslocamento do topo do pilar, variável ao longo do tempo, dependendo do deslocamento desejado.

Para a imposição dos deslocamentos foi criada uma sequência de deslocamentos, repetida três vezes em cada intensidade. A sequência de deslocamentos encontra-se representada no Quadro II, bem como os correspondentes *drifts*.





Desizorazio	Connectrie	(MD-)	Arm	. Long.		Arm. Transv.		
Designação	Geometria	J _{cm} (MPa)	Área	<i>f_{sy}</i> (MPa)	Ø (mm)	f₅y (MPa)	tipo	
PO1-N1	Quadrado	19,8	40φ8	625	3,8	390	2 ramos	
PO2-N1	Retangular	19,8	64ф8	625	3,8	390	2 ramos	
PO1-N2	Quadrado	27,9	40ф8	435	2,6	437	2 ramos	
PO1-N3	Quadrado	27,9	40φ8	435	2,6	437	2 ramos	
PO2-N2	Retangular	27,9	64φ8	435	2,6	437	2 ramos	
PO2-N3	Retangular	27,9	64φ8	435	2,6	437	2 ramos	
PO1-N4	Quadrado	28,5	40φ8	560	2,6	443	2 ramos	
PO1-N5	Quadrado	28,5	40φ8	560	2,6	443	2 ramos (EC8)	
PO1-N6	Quadrado	28,5	40ф8	560	2,6	443	4 ramos (EC8)	
PO2-N4	Retangular	28,5	64φ8	560	2,6	443	2 ramos	
PO2-N5	Retangular	28,5	64φ8	560	2,6	443	2 ramos (EC8)	
PO2-N6	Retangular	28,5	64ø8	560	2,6	443	4 ramos (EC8)	

Quadro I Propriedades dos pilares ensaiados

Quadro II Sequência de deslocamentos

Desl. (mm)	1	3	5	10	4	14	17	7	25	30	33	40	45
Drift (%)	0,07	0,21	0,35	0,7	0,28	1,0	1,2	0,5	1,8	2,1	2,4	2,9	3,2



Figura 3 Disposição dos LVDT's

3 Estados limite de danos sísmicos

Com a análise dos ensaios experimentais foi possível realizar uma avaliação dos danos neste tipo de pilares ocos. Os danos tipicamente de corte que foram encontrados nestes pilares podem ser resumidamente classificados como: fissuração, destacamento do betão de recobrimento e esmagamento do betão. Depois de quantificados e analisados os danos em função do deslocamento do topo do pilar foi necessário criar diversos patamares de resposta que correspondem aos estados limite de danos sísmicos (ELDS). Os estados limite de danos sísmicos escolhidos para o presente trabalho foram os definidos por Delgado *et al.* [4]. Esses estados limite de danos sísmicos estão em linha com outros estudos e documentos, [5-6].

A metodologia proposta por Delgado *et al.* [4] define um total de quatro estados limite de dano. O primeiro estado de dano é o de danos ligeiros. Neste estado, os danos ainda são muito leves e não põem em causa a estabilidade estrutural. Os danos visíveis são essencialmente o início de fendilhação, em reduzida extensão e densidade, concentrando-se no terço inferior do pilar. O segundo

estado de dano, designado de danos moderados, distingue-se face ao anterior estado limite pelo aumento da fendilhação. As fendas apresentam aberturas reduzidas, menores que 1 mm, sendo grande parte das fendas típicas de corte, que atingem um máximo de 1 mm de abertura. O terceiro estado de dano é o estado de danos extensos. Quando um pilar chega a este patamar de danos o elemento já requer atenção e uma reparação significativa. Os danos mais visíveis nos pilares são o aparecimento de fendas até 3 mm de abertura e com uma elevada densidade. Neste estado de dano as fendas são essencialmente de corte nas almas, e nos banzos de flexão, notando-se também o efeito de shear laq. As fendas estão distribuídas uniformemente por toda a face do pilar. É possível também observar algum destacamento do betão de recobrimento. O estado de dano mais gravoso é o estado de colapso. Quando os danos no pilar atingem este nível deixa de ser economicamente viável reparar o elemento estrutural e está seriamente comprometida a sua segurança estrutural. Entre este estado e o estado de danos extensos, existe uma evolução significativa dos danos, com particular destaque para o esmagamento do betão e um aumento do destacamento do betão de recobrimento. Numericamente este estado é definido quando o esforço de corte é superior ao valor teórico de corte resistente ou ocorre a rotura convencional. A Figura 4 ilustra a evolução dos danos, nos diversos estados limites, do pilar PO2-N6.

Depois de definidos os diversos estados de dano, é necessário identificar um parâmetro de resposta capaz de definir a evolução do dano do pilar em cada um dos estados limite supracitados. Assim, e tendo como finalidade a utilização de um único parâmetro estrutural para todos os estados limite, capaz de ser facilmente avaliado em qualquer modelação numérica, selecionou-se o parâmetro de resposta *drift* para correlacionar com os danos do pilar. A correspondência entre os quatro estados limite de dano definidos anteriormente e os respetivos valores de *drift* foi estabelecida a partir da análise detalhada dos ensaios experimentais dos pilares ocos, e tendo em consideração a descrição de cada estado limite. A análise aos ensaios experimentais teve principal enfoque no pilar PO2-N6. O Quadro III traduz os valores limite de *drift* associados a cada estado físico de danos

Quadro III Estados limite e correspondente valor de drift

Estado Limite	Drift (%)
Ligeiro	0,71
Moderado	1,21
Extenso	2,14
Colapso	3,21

4 Técnicas de reparação e reforço

Uma vez definidos os estados limite de danos sísmicos é possível analisar quais as melhores técnicas para a reparação e reforço ao corte dos pilares. Nos pontos seguintes serão descritas quais as



Figura 4 a) Danos ligeiros, b) Danos moderados, c) Danos extensos, d) Colapso

melhores técnicas de reparação e reforço para cada estado de dano. Neste estudo seguiu-se a abordagem e caracterização de técnicas de reparação propostas no projeto de investigação *PRISE – Avaliação de Perdas e Risco Sísmico dos Edifícios em Portugal* [7], financiado pela FCT, no qual os autores deste estudo estiveram envolvidos. Neste projeto foram também estimados os custos unitários dos trabalhos de reparação e reforço estrutural.

4.1 Estado limite de danos ligeiros

Como referido anteriormente, este estado limite é caracterizado por danos pouco relevantes e quase impercetíveis visualmente. Os danos caracterizam-se por abertura de fendas muito pequenas, até 0,5 mm de abertura. Em termos de fendilhação muito pequena, menor ou igual a 0,1 mm, identificam-se três possíveis técnicas de reparação e que podem ocorrer ou não em conjunto, nomeadamente: a pintura da superfície; reboco da superfície do pilar; preenchimento da superfície com resina epóxi. Se as condições de agressividade ambientais forem nulas, não é necessário realizar nenhuma reparação.

A pintura das superfícies de betão dos pilares deve ser realizada segundo o esquema de pintura monocamada de base aquosa. Essa pintura deve ser realizada em duas demãos, com acabamento liso, resistente aos álcalis dos ligantes hidráulicos e cumprindo os mínimos da EN 1504-2 [8]. Esta pintura deverá ser realizada com tintas elásticas com o objetivo de prevenir nova fissuração do pilar. A técnica de reparação de rebocar a superfície consiste num tratamento generalizado das fissuras do pilar, em local não especificado. O mesmo reboco deve ser realizado com uma argamassa adjuvada. A última técnica de reparação para a fendilhação com uma abertura menor que 0,1 mm é a de esfregar a superfície com resina epóxi. A execução desta técnica de reparação consiste na aplicação de produto de impregnação com uma demão, resistente aos álcalis dos ligantes hidráulicos e cumprindo também os requisitos mínimos da EN 1504-2 [8]. A Figura 5 ilustra as técnicas de reparação acima descritas.

Para as aberturas de fendas maiores, para as fendas com aberturas entre os 0,1 mm e os 0,5 mm, a técnica de reparação mais adequada é a injeção de resina epóxi. Essa injeção de resina epóxi deverá respeitar a EN 1504-5 [9], que diz respeito a injeções em estruturas de betão armado. A Figura 6 ilustra a execução desta mesma técnica.



Figura 5 a) Pintura da superfície, b) Rebocar a superfície



Figura 6 Injeção de resina epóxi

4.2 Estado limite de danos moderados

O presente estado de dano apresenta abertura de fendas superiores ao do estado anterior, mas não pondo ainda em causa a estabilidade estrutural do elemento. Neste estado de dano as fissuras variam entre os 0,5 mm e 1 mm de abertura. Relativamente à técnica de reparação a utilizar é a mesma que foi identificada no estado de dano anterior, para as fendas maiores, ou seja para as fendas com abertura até 0,5 mm, isto é, injeção de resina epóxi.

4.3 Estado limite de danos extensos

No estado limite de danos extensos a abertura de fendas é de aproximadamente 2 a 3 mm, assim como se verifica algum destacamento do betão de recobrimento. Quando um pilar atinge este estado de dano já requer alguma atenção, ou seja, necessita de reparação rapidamente e a estabilidade estrutural está comprometida. Por isso mesmo, poderá ser também necessário proceder a um reforço estrutural do elemento. A técnica de reparação para as fissuras consiste na injeção de resina epóxi, respeitando a EN 1504-5 [9], como referido anteriormente. Quando o pilar apresenta fissuras e já algum destacamento, é necessário proceder à reconstrução do pilar. Relativamente ao reforço estrutural do elemento este pode ser realizado de três formas distintas: aumento da secção com recurso a betão armado; colagem de chapas metálicas; envolvimento do pilar com mantas de fibras de carbono (CFRP).

Quando o pilar apresenta algum destacamento do betão de recobrimento é necessário substituir esse mesmo betão. Em primeiro lugar é necessário remover o betão degradado, limpar e realizar um tratamento da superfície com recurso a um martelo de agulhas. Depois de limpo o betão degradado é necessária a colocação de um novo betão, respeitando a EN 1504-2 [9]. A Figura 7 [10] ilustra o processo de betonagem das zonas onde tenha ocorrido destacamento do betão.

Relativamente ao reforço estrutural é possível proceder-se ao aumento da seção com recurso a betão armado. Esse aumento deve consistir num incremento mínimo, para cada um dos lados, de 50 mm no caso de se usar betão projetado e de 70 mm para

o caso de betão moldado, isto é, é necessário aumentar a secção em pelo menos 100 mm. Relativamente à armadura a adicionar, a armadura longitudinal deverá ter um diâmetro mínimo de 10 mm e a armadura transversal mínima deverá ser de Ø 8//0,15 m. Se forem utilizados perfis metálicos, as espessuras mínimas são de 40 mm e de 60 mm, respetivamente, para betão projetado e betão moldado. Relativamente aos perfis metálicos a incorporar, os perfis longitudinais deverão ser cantoneiras de abas iguais, com uma secção mínima de L 50.50.5 mm e os perfis transversais, de secção retangular, com secção mínima de 25.4 mm ou varões de Ø 10//0,10 m. No caso de se usar este tipo de reforço é necessário ter o cuidado da amarração das novas armaduras. A Figura 8 ilustra a técnica de reforço utilizando betão armado, mostrando em pormenor a armadura exterior adicional.



Figura 7 Processo de betonagem das zonas com problemas de destacamento de betão [10]



Figura 8 Pormenor da armadura adicional na técnica de reforço utilizando betão armado

O reforço utilizando perfis metálicos é uma técnica usada quando não há alternativa para realizar o aumento da secção dos pilares. Neste tipo de reforço é necessário ter cuidado com as ligações aos nós existentes. A Figura 9 ilustra o resultado final de um pilar reforçado com adição de perfis metálicos.



Figura 9 Pilar reforçado com perfis metálicos

A última técnica de reforço proposta corresponde ao encamisamento das secções com materiais compósitos, sendo frequentemente utilizado o compósito CFRP. Esta técnica de reforço tem a vantagem de provocar um aumento mínimo da secção e aumentar bastante a sua capacidade resistente. Esta técnica consiste na colagem de mantas de fibras de carbono com recurso a resinas epóxi e depois um acabamento final com uma argamassa própria. Neste tipo de reforço é necessário garantir que as extremidades estão bem coladas, o que é sempre mais gravoso no caso de lajes e vigas. A Figura 10 ilustra o resultado final de um pilar reforçado com CFRP. Todas estas colagens referidas nos reforços anteriores têm de respeitar a norma EN 1504-4 [11]. Este tipo de reforço ao corte de pilares ocos de betão armado com mantas de CFRP foi amplamente testado por Delgado *et al.* [1, 3], não tendo sido conclusiva a necessidade e o benefício do reforço dos pilares pelo seu interior.



Figura 10 Pilar reforçado com CFRP

4.4 Estado limite de colapso

Como referido anteriormente, o estado limite de dano correspondente ao colapso é caracterizado por um grande destacamento do betão de recobrimento e no qual a resistência teórica é ultrapassada. Assim, quando um pilar atinge este estado de dano, torna-se economicamente inviável a sua reparação. Caso não seja possível a operação de demolição, não existe nenhuma técnica de reparação exequível sendo apenas possível proceder ao reforço estrutural, usando as técnicas de reforço acima descritas.

5 Estimativa de custos de reparação e reforço estrutural por técnica construtiva

Neste capítulo serão apresentados os custos associados a cada técnica de reparação e reforço, a aplicar aos pilares danificados. No final será apresentada a evolução dos custos em função dos estados de dano e a relação entre o custo de reparação/reforço e o custo de demolição e construção de um novo pilar. Acrescenta-se que os custos unitários associados a cada trabalho e técnica foram quantificados no âmbito do projeto de investigação PRISE.

5.1 Estado limite de danos ligeiros

Ao presente estado limite de dano estão associados os trabalhos de pintura das superfícies, estando refletido no custo unitário de $10 \notin /m^2$ desta técnica o fornecimento, carga, transporte, descarga e aplicação. Considerando que se irá pintar toda a superfície do pilar em estudo (PO2-N6), o custo de pintura do mesmo será de 37,8 \in . No caso de ser também necessário rebocar a superfície do pilar com uma argamassa adjuvada, esta técnica terá um custo unitário de $8 \notin /m^2$, e o custo total de reparação seria de 30,2 \in . Se, por outro lado, for necessário recorrer à aplicação superficial de resina epóxi, com o custo unitário de $13 \notin /m^2$, o custo de reparação utilizando esta técnica seria de 49,1 \in .

Se as fissuras apresentarem aproximadamente uma abertura de 0,5 mm, deverá utilizar-se a injeção de resina *epóxi*, que tem um custo de 10 \in /m. O custo unitário desta técnica inclui a limpeza da superfície envolvente, todos os trabalhos e materiais. Assim, assumindo-se uma densidade de fissuras de 6 m/m² de superfície, e cerca de 50% da superfície do pilar fissurada, esta técnica representará um custo de 113,4 \in . Para que a superfície fique igual à superfície inicial é necessário proceder à pintura da mesma. O Quadro IV ilustra a evolução dos preços de reparação em função do *drift* em danos ligeiros.

Quadro IV Custos das técnicas de reparação em função do *drift* para o estado de danos ligeiros

Técnica de reparação	Drift	Custo
Pintura da superfície	0,36%	37,8 €
Rebocar a superficie	0,36%	30,2€
Esfregar resina epóxi	0,36%	49,1€
Injeção de resina epóxi	0,71%	151,2 €

5.2 Estado limite de danos moderados

Como referido anteriormente, a técnica de reparação a aplicar para este nível de danos corresponde à injeção de resina epóxi. Considerando que a densidade das fissuras é de 8 m/m² e que 100% da superfície do pilar está fissurada, esta técnica terá um custo de 302,4 €. Para que a superfície fique igual à superfície inicial é necessário proceder à pintura da mesma. O Quadro V ilustra a evolução dos preços de reparação em função do *drift* em danos moderados.

Quadro V Custos das técnicas de reparação em função do *drift* para o estado de danos moderados

Técnica de reparação	Drift	Custo
Injeção de resina epóxi	1,21%	340,2€

5.3 Estado limite de danos extensos

Neste estado de dano é possível distinguir dois tipos distintos de intervenção e respetivos custos. O primeiro é o custo associado à reparação do pilar e o segundo é o custo de reforço estrutural do pilar. Neste estado de dano, como referido anteriormente, verificam--se fissuras e algum destacamento de betão. A técnica de reparação para as fissuras é também a injeção de resina epóxi. Considerando que a densidade das fissuras é de 10 m/m² de superfície e que 100% da superfície do pilar está fissurada, esta técnica terá um custo de 378,0 €. A técnica de reparação para o dano de destacamento do betão de recobrimento é a limpeza da envolvente e aplicação de um novo betão. O custo desta técnica de reparação inclui a reparação do pilar com aplicação de uma argamassa, incluindo a remoção do betão degradado, limpeza e tratamento da superfície com recurso a martelo de agulhas, fornecimento, colocação, materiais, equipamentos e execução. Considerando que no nível de drift mais elevado existirão 4 faixas de betão destacado com cerca de 5 cm de espessura (sendo colocados 10 cm de betão, visto ser necessário proceder à limpeza das beiras do betão degradado) e 1,20 m de altura, o custo final desta reparação será de 7,20 €. Portanto, para reparar um pilar que atingiu este estado de dano, o custo será de 45 €, isto porque é necessário reparar tanto as fissuras como o betão destacado. No final e para que o pilar fique idêntico ao original é necessário proceder à pintura do mesmo. Essa pintura terá um custo total de 37,8 €, visto ser necessária a pintura de toda a superfície. Sendo assim o custo final de execução desta reparação é de 423,0 €.

Relativamente ao reforço estrutural do pilar, existem três tipos de reforço. O primeiro tipo é realizado através do aumento da secção do pilar com o encamisamento com betão armado. O custo desta técnica de reforço, para o caso do pilar PO2-N6, será de 114,4 €.

Se a técnica de reforço estrutural a usar for a colagem de perfis metálicos, já é necessária a consideração de dois preços: o custo de reparação do betão destacado e o custo de aplicação dos perfis metálicos. O preço de reparação do betão degrado é igual ao acima descrito. Relativamente ao reforço com chapas metálicas, o custo total refere-se à aplicação de chapas metálicas em aço de qualidade não ligado laminado a quente, de classe de resistência S275 JR, coladas e fixadas mecanicamente com resina epóxi e bucha. Assim, serão aplicadas 4 cantoneiras na longitudinal e 20 barras na transversal. Como já referido anteriormente, a secção mínima das cantoneiras é de 50.50.5 mm e das barras transversais a secção a utilizar é de 25.5 mm. As barras transversais são aplicadas a igual distância e com um espaçamento de 0,25m. A Figura 11 ilustra a disposição das chapas metálicas a aplicar. O peso das cantoneiras é de 3,77 kg/m e o das chapas transversais é de 0,98 kg/m. Assim será necessário um total de 18,1 kg para as cantoneiras, e para as barras transversais um total de 11,27 kg, perfazendo um total 29,37 kg, a que corresponde um custo de 146,85 €. Somando o preço do aço a aplicar com o preço de reparação do betão degradado, o custo total de reforço do pilar é de 154,1 €. No final e para que o pilar fique idêntico ao original é necessário proceder à pintura do mesmo. Sendo assim, o custo final de execução desta reparação é de 191,9 €.



Figura 11 Disposição das chapas metálicas a aplicar

No caso de se reforçar o pilar através da aplicação de mantas de CFRP, há que considerar duas fases: a reparação do betão degradado, com um custo igual ao referido anteriormente; e posteriormente a aplicação das próprias mantas de fibra de carbono. No custo desta segunda parte dos trabalhos, de 40 \in/m^2 , está incluída a aplicação das mantas de fibra de carbono, coladas com resinas epóxi, fornecimento, limpeza e preparação da superfície, o preenchimento com uma camada de recobrimento com reboco tradicional com 1,5 cm, todos os trabalhos, materiais e a execução. A Figura 12, ilustra a disposição das mantas de CFRP. O custo total da reparação e reforço do pilar é de 206,1 \in . Sendo no final necessário proceder à pintura do pilar, o custo final de execução desta reparação é de 243,9 \in .

O Quadro VI ilustra a evolução dos preços de reparação e reforço em função do *drift* para o estado limite de danos extensos.



Figura 12 Disposição das mantas de CFRP a aplicar

Quadro VI Custos das técnicas de reparação em função do *drift* para o estado de danos extensos

Técnica de reparação	Drift	Custo
Betonagem e Injeção	2,14%	423,0€
Encamisamento com BA	2,14%	114,4€
Chapas metálicas	2,14%	191,9€
CFRP	2,14%	243,9€

5.4 Estado limite de colapso

Na secção anterior referiu-se que para o estado limite de colapso é economicamente inviável a reparação ou reforço do pilar. Deste modo, a demolição e a construção de um novo pilar correspondem aos trabalhos a aplicar neste caso. Assim, o custo total irá refletir a demolição do pilar com a respetiva triagem na própria obra, reciclagem de todos os materiais, carga, transporte e descarga, todas as tarefas acessórias necessárias para a efetivação dos trabalhos, assim como para a limpeza do local. Portanto, o custo de demolição do pilar PO2-N6 é de 20,2 €. O custo de construção de um novo pilar é de 353,2 € para o betão, correspondendo à execução de um pilar em betão armado normal "cinzento", incluindo o fornecimento, colocação, compactação e cura do betão. O betão tem incorporação de hidrófugo inclui-se, ainda, transporte, montagem, óleo descofrante e limpeza de cofragem para betão à vista com superfície lisa e escoramento. Relativamente à armadura, no custo estão incluídos o fornecimento, colocação, carga e descarga, desperdícios e empalmes e elementos de montagem de armaduras e todos os trabalhos, materiais e execução. Assim, o preço da armadura (como descrito no capítulo 2) é de 31,7 €. Portanto, o preço total de demolição e construção deste pilar em betão armado é de 444,1 €. Os presentes preços unitários foram retirados do gerador de preços da Top Informática (http://www.topinformatica.pt/).

O Quadro VII ilustra a evolução dos preços de reparação em função do *drift* para o estado limite de colapso.

Quadro VII Custos das técnicas de reparação em função do *drift* para o estado limite de colapso

Técnica de reparação	Drift	Custo
Demolição e construção	3,21%	444,1€

5.5 Evolução de custos de intervenção estrutural

Depois de analisados os custos de cada técnica de reparação e reforço estrutural é necessário perceber como é que ocorre a evolução do custo em função da resposta estrutural, considerando neste caso o *drift* como parâmetro de resposta. Assim, será possível quantificar o peso económico de cada estado limite para a reparação ou reforço do pilar. Esta informação encontra-se presente na Figura 13.



Figura 13 Evolução dos custos de reparação e reforço em função do *drift* em colapso

A figura anterior procura representar os custos desagregados por técnica de reparação ou reforço, para cada estado limite de dano. Analisando esta informação podemos concluir que a evolução do custo é uma evolução exponencial. No entanto, identifica-se um custo que se afasta significativamente da curva ajustada, sendo esse o valor do reforço estrutural utilizando chapas metálicas. A evolução dos custos pelos diferentes estados de danos é traduzida pela expressão (1) (coeficiente de determinação $R^2 = 0,64$).

$$y = 43,704 * e^{78,846\times}$$
(1)

Como forma de melhor identificar o impacto de cada estado limite no custo de reparação e para verificar a sua viabilidade económica, optou-se por representar a mesma evolução em termos do rácio de custo de reparação por custo de substituição do pilar, ilustrando-se essa evolução na Figura 14. O Quadro VIII mostra o custo de cada técnica bem como o rácio anteriormente descrito.

Analisando o rácio de todas as técnicas de reparação e reforço estrutural, pode-se verificar que existe uma evolução constante e

crescente entre os diferentes estados de dano. No entanto, é de notar que o rácio do reforço estrutural é bastante inferior ao rácio da técnica de reparação para esse mesmo estado de dano. Em relação as técnicas de reforço pode-se concluir que a técnica de reparação mais vantajosa é o encamisamento com BA, tendo as restantes técnicas quase o mesmo rácio. Simultaneamente, identifica-se que a utilização de CFRP corresponde à técnica mais dispendiosa.



Figura 14 Rácio preço reparação/preço novo pilar vs. drift

Ouadro VIII	Custo e	rácio d	de cada	técnica	de r	eforco/	reparação
Quudio VIII	custo c	rucio c	JC CUGU	LCCIIICU	uc r	cioiço/	repuruçuo

EL Dano	Técnica de reparação/ /reforço	Drift	Preço	Rácio
	Pintura	0,36%	37,8€	0,09
Ligaira	Rebocar	0,36%	30,2€	0,07
Ligeiro	Esfregar Resina epóxi	0,36%	49,1€	0,11
	Injeção de Resina epóxi	0,71%	151,2€	0,34
Moderado	Injeção de Resina epóxi	1,21%	340,2€	0,77
	Betonagem e Injeção	2,14%	423,0€	0,95
Eutonco	Encamisamento com BA	2,14%	114,4€	0,26
Extenso	Chapas Metálicas	2,14%	191,9€	0,43
	CFRP	2,14%	243,9€	0,55
Colapso	Demolição e construção	3,21%	444,1€	1,00

A Figura 15 ilustra a evolução do rácio em função do *drift*, para cada técnica de reparação (sendo de notar que se exclui desta análise os custos de reforço). A evolução do custo, tal como se mostrou anteriormente, é crescente, sendo possível ajustar uma função polinomial de 2.º grau a esta tendência.

Como se mostra na figura anterior, a qualidade do ajuste é elevada (coeficiente de determinação de 0,98), o que faz com que esta função contínua de transferência de danos em custos forneça um indicador importante para qualquer estimativa de custos em pilares ocos de betão armado. Adicionalmente, permite também avaliar o impacto e eficiência de cada técnica de reparação ou reforço.

$$y = -0,0464 x^2 + 0,5218 x - 0,426$$



Figura 15 Evolução do rácio em % em função do *drift* limite das técnicas de reparação

6 Conclusões

No presente estudo foi analisada a evolução dos danos estruturais em pilares ocos de betão armado (cujo comportamento é também representativo de paredes de betão armado) devidos à ação dos sismos, com a finalidade de definir estados limite de dano, e que assenta nas propostas apresentadas em Delgado *et al.* (2016). A estas informações associaram-se técnicas de reparação e reforço admissíveis e típicas da realidade da construção em Portugal. Foram, por fim, estimados os respetivos custos, o que permitiu caracterizar a evolução dos custos de reparação e reforço dos pilares em função da resposta estrutural. Este trabalho teve como ponto de partida a definição das técnicas construtivas e dos seus custos unitários, estabelecidos no âmbito do projeto PRISE.

Deste modo foi possível observar a tendência de evolução crescente do tipo de danos estruturais (quantificado pelo parâmetro de resposta *drift*), e estado limite, com o custo de reparação estimado para as técnicas propostas. Ao mesmo tempo, identificou-se que esta evolução do custo é exponencial, sendo traduzida pela equação (1). Em relação ao reforço dos pilares é de notar que a solução do reforço do pilar utilizando CFRP é aquela que representa um custo mais elevado, de entre as técnicas apresentadas.

A evolução do rácio custo de reparação (ou reforço) por custo de substituição do pilar permitiu concluir quanto à viabilidade da introdução de uma determinada técnica de reparação. Através desta evolução, que pode ser traduzida por um polinómio de 2.º grau, equação (2), podemos também concluir que para o estado de dano moderado a melhor solução passa por demolir o pilar e reconstrução do mesmo dado que o custo de reparação é muito semelhante ao custo de demolição e reconstrução. Neste estado, visto o pilar estar muito danificado, o custo de reparação é muito superior em relação ao custo de demolição e construção de um novo, sendo que os custos podem variar significativamente entre técnicas e até ser economicamente mais vantajoso o reforço.

Assim, o estudo que se apresentou serve como uma base de trabalho para uma análise mais detalhada de custo e benefício para a intervenção estrutural em pilares ocos de betão armado, podendo ser igualmente importante para análises de risco sísmico ao nível do edifício ou a uma escala regional.

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.



Referências

- Delgado, P. Avaliação de Segurança Sísmica de Pontes. Porto: FEUP, 2009.
- [2] Delgado, R.; Delgado, P.; Vila Pouca, N.; Arêde, A.; Rocha, P., Costa, A. – "Shear effects on hollow section piers under seismic actions: experimental and numerical analysis". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2009; 7:377-89.
- [3] Delgado P.; Arêde, A.; Vila Pouca, N.; Rocha, P.; Costa, A.; Delgado, R. "Retrofit of RC Hollow Piers with CFRP Sheets". *Composite Structures*. 2012, 94: 1280-1287.
- [4] Delgado, P.; Sá, N.; Marques, M.; Arêde, A. "Metodologia para caracterização de estados limite de dano sísmico em pilares ocos". Sísmica2016 – 10.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Açores, 2016.
- [5] Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H.; Costa, A. "Damage evolution in reinforced concrete columns subjected to biaxial loading". *Bull Earthquake Eng*, 2013, 1517-1540.
- [6] FEMA HAZUS MR4. Washington DC: National Institute of Building Sciences, 2003.
- [7] PRISE "Avaliação de Perdas e Risco Sísmico dos Edifícios em Portugal", projeto financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, 2013-2015 (http://prise.fe.up.pt)
- [8] CEN, NP EN 1504-2 Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 2: Sistemas de proteção superficial do betão. Brussels: European Standard. 2006.
- [9] CEN, NP EN 1504-5 Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 5: Injeção do betão. Brussels: European Standard. 2006.
- [10] Kamran, M. N. Point Shilshole Condominium Building Concrete Deterioration. Seattle 2006.
- [11] CEN, NP EN 1504-4 Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 4: Colagem estrutural. Brussels: European Standard. 2006.

Custo de reparação e reforço de pilares ocos de betão armado Pedro Delgado, Nelson Sá, Mário Marques, António Arêde

Consolidação e reforço estrutural da igreja matriz de Vimioso: inspeção, diagnóstico e projeto

Consolidation and structural reinforcement of the mother church of Vimioso: inspection, diagnosis and design

> Rui Fernandes Póvoas Aníbal Guimarães Costa

Resumo

No âmbito da intervenção de conservação e restauro definida para a Igreja de São Vicente – Igreja Matriz de Vimioso, os autores desenvolveram um conjunto de ações tendentes a determinar a natureza da intervenção que importava efetuar, tendo em atenção a necessidade de suster as causas associadas ao quadro patológico apresentado pela igreja. Os trabalhos de inspeção e diagnóstico efetuados permitiram identificar as deformações do arco cruzeiro e dos arcos torais como sendo os danos mais significativos, estando associados a uma deficiente conceção da estrutura de madeira de suporte da cobertura. A solução que veio a ser adotada consistiu na realização de asnas metálicas, situadas a eixo dos contrafortes, com duas funções fundamentais: servir de apoio às vigas de madeira da nova estrutura de suporte da cobertura e, a mais importante, servir como tirante a ligar as duas paredes longitudinais da Igreja.

Abstract

In the framework of the conservation and restoration intervention established for the Church of St. Vincent – Mother Church of Vimioso, the authors developed a set of actions to determine the nature of the intervention that was required, taking into account the need to sustain the causes associated with the pathological condition presented by the church. The inspection and diagnosis works conducted enabled to identify the roof support wood structure as the structural element to require corrective intervention of greater importance. The solution that has come to be adopted consisted of carrying out self-supporting metal trusses, located at the buttresses axis, and with two main functions: to support the wooden beams of the new roof supporting structure and, the most important, to serve as a rod connecting the two longitudinal walls of the Church.

Palavras-chave: Inspeção / Diagnóstico / Reabilitação / Reforço estrutural

Keywords: Inspection / Diagnosis / Rehabilitation / Structural reinforcement

Rui Fernandes Póvoas

Professor Catedrático CEAU-FAUP, Universidade do Porto Porto, Portugal rpovoas@arq.up.pt

Aníbal Guimarães Costa

Professor Catedrático RISCO, Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal 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.

PÓVOAS, Rui [*et al.*] – Consolidação e reforço estrutural da igreja matriz de Vimioso: inspeção, diagnóstico e projeto. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 95-104.

1 Introdução

Uma adequada intervenção em edifícios antigos deve contemplar um conjunto de fases e procedimentos que implicam: (i) a obtenção de dados, tendo em vista uma criteriosa caracterização do objeto a intervencionar; (ii) a realização de uma avaliação do respetivo estado de conservação, bem como da segurança da estrutura no seu estado atual; e, por fim, (iii) o desenvolvimento de uma proposta de intervenção.

Estes objetivos apenas são prosseguidos se devidamente ancorados numa metodologia de intervenção rigorosa e exaustiva, cujos aspetos essenciais se resumem na secção seguinte. Importa contudo realçar as dificuldades que estas intervenções encerram, seja na determinação das causas prováveis para os danos observados, seja na obtenção de dados fiáveis para a necessária idealização estrutural, seja, ainda, na definição do nível de segurança adequado, já que a adoção dos formatos de segurança regulamentarmente estabelecidos para as construções novas pode revelar-se, em muitos casos, inadequada.

Para ilustrar estas e outras questões que se colocam em intervenções em edifícios antigos portadores de valor cultural, elegeu-se uma obra de consolidação e reforço estrutural intervencionada pelos autores cuja descrição sumária se apresenta nos parágrafos seguintes.

A Igreja Matriz de Vimioso, cuja construção datará de finais do século XVI, inícios do século XVII, é um edifício religioso de uma só nave, cuja fachada principal apresenta duas torres, unidas por uma balaustrada, conforme se ilustra na Figura 1.



Figura 1 Fachada principal da igreja

As fachadas laterais distinguem-se pela presença de cinco contrafortes, a que correspondem, no interior da igreja, pilares salientes que sustentam os arcos torais que dividem a nave em quatro tramos sensivelmente iguais (ver Figura 2). A fachada posterior, de forma cilíndrica, corresponde ao corpo da capela-mor.

No interior, o teto de cantaria em abóbada de berço dá apoio a uma estrutura de madeira, constituída por vigamentos inclinados que apoiam numa viga cumeeira. Esta, por sua vez, apoia-se num prumo vertical na capela-mor e, no corpo da nave, em cavaletes duplos invertidos situados a eixo dos arcos torais (Figura 3).

A planta da nave, de forma retangular, tem aproximadamente 36 metros de comprimento, por 14,5 metros de largura. A capela-mor, com cabeceira circular, tem cerca de 12 por 10 metros, nas direções longitudinal e transversal, respetivamente. Em altura, as paredes medem cerca de 8 metros, atingindo a cumeeira da cobertura aproximadamente os 11,7 metros. A parede da fachada norte tem uma espessura de 0,90 metros, enquanto as paredes da fachada sul e da capela-mor apresentam uma maior espessura, atingindo cerca de 1,20 metros.

O estado de degradação em que se encontrava a igreja, em resultado da ausência de uma manutenção minimamente cuidada, conduziu à necessidade de realização de uma intervenção no edifício, que viria a ser efetuada sob a responsabilidade dos arquitetos Francisco Barata Fernandes e Hélder Casal Ribeiro.

Dos vários danos presentes na igreja ressaltavam, pela sua relevância, os danos de natureza estrutural, cuja correção constitui o tema central do presente trabalho, com ênfase na metodologia de intervenção adotada, bem como na solução de consolidação e reforço estrutural preconizada.



Figura 2 Fachada lateral da igreja



Figura 3 Estrutura da cobertura

2 Metodologia de intervenção

Toda a intervenção em edifícios com valor cultural deve obedecer a alguns princípios fundamentais que, muito simplificadamente, podem ser assim sumariados [1-2]:

- Necessidade de um conhecimento aprofundado do edifício a intervencionar, seja do ponto de vista histórico (análise documental), com ênfase na identificação das intervenções que antecederam a atual; seja arquitetónico, privilegiando a identificação dos elementos de valor a preservar e hierarquizando-os, se possível; seja estrutural e construtivo, através da caracterização geométrica e mecânica dos principais elementos, bem como da identificação dos principais danos presentes e respetivas causas, em resultado de uma inspeção que se deseja tão pouco intrusiva quanto possível e realizada de forma incremental;
- Estabelecido o correspondente diagnóstico, torna-se então necessário proceder ao desenvolvimento do projeto de intervenção, com a devida atenção à preservação dos valores culturais previamente identificados, mas também à necessidade de promover medidas de consolidação e reforço das condições de serviço do edifício, com particular atenção às de natureza estrutural, pela especificidade que as mesmas comportam, no que se refere à salvaguarda última da construção;

 Finalmente, as soluções a adotar devem privilegiar a manutenção dos sistemas construtivos e estruturais originais, complementados, quando absolutamente necessário, por soluções técnicas atuais, desejavelmente de reduzida intrusividade.

Estes foram os princípios que, genericamente, nortearam a intervenção de consolidação e reforço estrutural da igreja, conforme se procurará explicitar nas secções seguintes.

3 Investigação documental

A pesquisa documental deve procurar determinar, fundamentalmente, a data de construção da igreja, o respetivo faseamento construtivo, se relevante, bem como a identificação das principais intervenções a que esta foi sujeita em períodos anteriores ou outros fatores pertinentes para a sua segurança estrutural (ações sísmicas ou outras igualmente significativas).

No presente caso, a investigação realizada, tomando como referência, fundamentalmente, os registos presentes nos arquivos da Direcção-Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN), permitiu apurar o seguinte conjunto de factos:

- A identificação, já em 1947, do empeno dos arcos torais e do arco triunfal da abóbada, atribuído ao sismo de Lisboa de 1755;
- A referência a várias intervenções na cobertura da igreja, a primeira das quais em 1959, contemplando, designadamente, a realização de obras de consolidação dos arcos e abóbadas;
- A demolição, em 1966, e posterior reconstrução do edifício da sacristia, adossado à igreja;
- O colapso do contraforte do arco cruzeiro anexo à sacristia, em resultado das obras acima referenciadas, a que se seguiu a sua reconstrução integral.

Da leitura dos referidos registos pode ainda inferir-se a falta de uma manutenção periódica e programada ao longo do tempo, situação infelizmente comum a muitos dos nossos edifícios históricos e que urge corrigir.

4 Inspeção e diagnóstico

A inspeção realizada à Igreja de Vimioso, que permitiu a execução de um relatório de inspeção e diagnóstico [3], consistiu na observação direta dos materiais e dos sistemas construtivos, tendo-se assegurado o acesso a todos os locais, nomeadamente à cobertura, onde foi possível apurar espessuras de elementos e o sistema construtivo usado, quer para a realização das paredes e das abóbadas quer para a cobertura em madeira existente. Este acesso também permitiu a realização de várias sondagens com a finalidade de determinar a espessura e a constituição das abóbadas e das paredes e assim confirmar e aferir as dimensões dos elementos estruturais (paredes) e as dimensões globais da Igreja, Figura 4. Assim, a Igreja possui planta retangular tendo a nave aproximadamente $(36,0 \times 14,5 m^2)$ e a capela-mor, com cabeceira circular, cerca de $(12,0 \times 10,0 m^2)$, Figura 5. É constituída por paredes autoportantes de granito, sendo algumas em cantaria aparente bem aparelhada, como são os casos da fachada principal, torres e contrafortes, sendo as restantes rebocadas. A fachada lateral norte possui cerca de 0,90 m de espessura e a fachada lateral sul e a capela-mor cerca de 1,20 m.



Figura 4 Sondagens para determinação da espessura das abóbadas e das paredes

A nave divide-se em 5 tramos com vãos de cerca de 6,6 m. Estes tramos são definidos por 4 arcos torais que vencem o vão da nave com cerca de 13,5 m (a eixo das paredes). Já o arco cruzeiro, transição da capela-mor para a nave, vence o vão de 10,7 m. No alinhamento dos arcos existem contrafortes salientes do plano das fachadas. Como foi já referido, a cobertura da nave e da capela-mor é em abóbada de berço, tendo a nave terceletes e a capela-mor caixotões rebocados e pintados.

A cobertura da zona circular da capela-mor é executada em abóbada com nervuras, que apoiando em mísulas ao nível do arranque da abóbada confluem no ponto central do arco que fecha a zona reta da capela-mor.

O telhado é de 2 águas em estrutura de madeira sobre a qual assenta telha aba/canudo.

Consolidação e reforço estrutural da igreja matriz de Vimioso: inspeção, diagnóstico e projeto Rui Fernandes Póvoas, Aníbal Guimarães Costa



Figura 5 Planta da Igreja



Figura 6 Fissuração na parede cilíndrica da capela-mor



Figura 7 Deformação do arco cruzeiro e dos arcos torais

A inspeção realizada permitiu concluir que os principais danos eram os seguintes.

- D1 Fissuração na parede cilíndrica da capela-mor;
- D2 Fissuração em paredes;
- D3 Deficiente conceção da estrutura de apoio da cobertura;
- D4 Deformação do arco cruzeiro e dos arcos torais;
- D5 Arenização/destacamento de placas;
- D6 Humidade;
- D7 Perda de argamassa nas juntas;

- D8 Vegetação;
- D9 Sais/eflorescências/crostas;
- D10 Degradação material.

Os danos mais relevantes, e que poderiam pôr em causa a estabilidade da igreja, prendiam-se essencialmente com os danos D1 a D4, com particular incidência nos danos D3 e D4.

Os danos D1 e D2 consistiam em fissuras em várias paredes, identificando-se na Figura 6 a fissuração na parede cilíndrica da capela-mor. Esta fissura não tinha correspondência na face interior da parede e verificou-se que ficava no alinhamento da nervura da



cobertura. A observação dos registos fotográficos da DGEMN até 1967, abarcando já a reconstrução da nova sacristia, evidenciou que na época esta fenda não existia.

O dano D3 já foi referido anteriormente e consistia numa estrutura que descarregava nas abóbadas da igreja, o que, embora seja habitual em muitas igrejas, não é uma solução aconselhável.

O dano D4 era aquele que revelava mais preocupação, já que a deformação do arco cruzeiro e dos arcos torais era evidente mesmo a olho nu (ver Figura 7).

A deformação e fissuração observadas pareciam ser devidas à descompressão ao nível da base do arco. Também o sistema de apoio da cobertura, ao induzir cargas na zona de fecho do arco que, face à deformação, não permitia a degradação dessas cargas para os apoios, contribuiu para este dano. Pela leitura do registo das obras da DGEMN verificou-se que este é um dos assuntos mais abordados desde o primeiro registo em março de 1947. Nestes registos, e em 1958, existe uma alusão à deformação dos arcos atribuindo-a ao terramoto de 1755 e considerando-se por isso a deformação estável e sem oferecer perigo imediato. Apesar deste registo iniciaram-se obras de consolidação das abóbadas em 1959.

A deformação do arco cruzeiro poderá ter sido agravada pela ruína do contraforte do lado da sacristia aquando das obras de demolição e posterior reconstrução da sacristia. Este contraforte foi reconstruído tendo sido completamente refeita a sua fundação. A execução dos trabalhos de reconstrução prolongou-se por cerca de meio ano: registo de ruína em dezembro de 1966 e registo do prosseguimento dos trabalhos de reconstrução do contraforte em maio de 1967; em julho de 1967 ainda há registos da reconstrução do contraforte.

5 Análise estrutural

A simulação do comportamento estrutural da Igreja Matriz de Vimioso foi efetuada utilizando um modelo numérico de elementos finitos recorrendo ao programa de análise estrutural Cast3M [4]. Para tal, foi necessário aceder à caracterização geométrica, física e mecânica de todos os elementos e materiais que constituem a estrutura. A simulação foi efetuada tendo por base uma lei de comportamento linear elástica.

De forma a definir de modo realista a geometria do edifício, foi necessário proceder a um extenso trabalho de pesquisa e recolha de elementos que informassem sobre a forma e dimensões dos elementos que constituem a estrutura. Este trabalho envolveu uma consulta das plantas resultantes do levantamento topográfico mais recente efetuado à Igreja, informação esta que foi complementada com visitas ao local, que permitiram a clarificação de dúvidas suscitadas na consulta das plantas e permitiram ainda a confirmação de algumas medidas não claras nesses elementos.

Após esta análise, procedeu-se à construção do modelo 3D da estrutura utilizando o programa AutoCAD 2004. Este programa permitiu-nos definir de forma bastante realista a geometria dos vários elementos que compõem a Igreja (paredes, arcos, abóbada, contrafortes, etc.), conforme se ilustra na Figura 8. É ainda de salientar que no modelo se considerou as diferentes cotas de implantação da fundação ao longo das fachadas da igreja.



Figura 8 Modelo do edifício em AutoCAD

Após a caracterização geométrica dos vários elementos constituintes da igreja, procedeu-se à discretização espacial da estrutura utilizando uma formulação por elementos finitos de casca e barra. Por se tratar de um edifício de geometria complexa, constituída por elementos estruturais (paredes interiores e exteriores, lajes, arcos, contrafortes, abóbada, etc.) com geometrias bastante variadas (espessura e propriedades mecânicas), tornou-se essencial diferenciar o edifício em diferentes elementos:

- Paredes (Fachadas);
- Contrafortes;
- Abóbada;
- Arcos;
- Laje da sacristia;
- Telhado.

Além destes elementos já existentes na igreja, foram modeladas em Cast3M as asnas e as chapas de confinamento pertencentes à nova estrutura que se pretende lá colocar.

- Asnas
 - Asna do telhado da nave;
 - Asna do telhado da capela-mor;
- Chapas de confinamento.

Na geração da malha para os elementos de casca (arcos, abóbada, contrafortes, paredes e lajes) optou-se pela utilização do elemento finito triangular de superfície de 3 nós, enquanto o telhado, por simplificação, foi simulado numericamente através de elementos de barra colocados nos locais de apoio das asnas e possuindo o peso do telhado na sua área de influência. Relativamente às condições de fronteira, fixaram-se todos os deslocamentos em todas as direções dos nós da base.

Na Figura 9 apresenta-se o modelo tridimensional desenvolvido para a igreja e para os seus vários elementos principais.

Após várias iterações, foi então possível ajustar o valor do

módulo de elasticidade dos diferentes elementos de alvenaria ($E_{ABOBADA} = 0,6$ MPa e, para os restantes elementos, E = 1,1 MPa), de forma a conseguir obter o maior número de modos de vibração semelhantes àqueles que foram medidos *in situ*, ver Quadro I.



Figura 9 Modelo tridimensional desenvolvido em Cast3M

Neste tipo de modelação devem tomar-se algumas medidas cautelares: a primeira, tentar calibrar o modelo através de uma análise modal e, a segunda, determinar as tensões instaladas na base das paredes para a ação do peso próprio. Este segundo procedimento associado ao primeiro permite ganhar confiança no modelo.

A estrutura global da igreja foi analisada em regime linear elástico sob a ação do seu peso próprio e de acelerogramas segundo três direções ortogonais (duas horizontais e uma vertical), recorrendo a um cálculo passo a passo, com integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo. A ação sísmica considerada neste estudo tinha sido já anteriormente utilizada na análise do comportamento da igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a ação dos sismos [5] e [6], igreja essa que constitui um monumento de grande importância na região Norte do País e que, tal como a Igreja de Vimioso, é uma construção antiga de grande dimensão com estrutura de alvenaria. Assim, a ação sísmica foi caracterizada por acelerogramas, artificialmente gerados a partir de espectros de resposta regulamentares, definidos já de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8) [7] e respetivas correções apresentadas no Documento Nacional de Aplicação [8].

Adotou-se apenas a ação sísmica tipo 1 (sismo de magnitude moderada a pequena distância focal e duração de 10 segundos, vulgarmente designado de sismo próximo) em virtude de ser esta a mais desfavorável para estruturas com frequências idênticas às da igreja em estudo. Foi considerada a sismicidade adequada ao local, *i.e.* à região de Vimioso, com uma classe de solo do tipo A (solos rijos) e aceleração máxima do solo de 0,1 g, definida com base nas curvas de risco obtidas por Campos-Costa [9], para um sismo próximo e um período de retorno de 10.000 anos. Este valor tão elevado do período de retorno justifica-se por corresponder ao valor necessário para garantir uma probabilidade de 5% de excedência daquela

	Frequências reais (Hz)			F	requências numéricas (Hz)	
Capela-mor	Transversal (y)	2,60		Capela-mor	Transversal (y)	2,72
	Longitudinal (x)	2,11				
	Vertical (z)	3,56				
Nave	Transversal (y)	2,14	Nave	Transversal (y)	2,15	
	Longitudinal (x)	3,89		Longitudinal (x)	4,03	
	Vertical (z)	4,49				
Torre sineira	Transversal (y)	5,00	Torre sineira	Transversal (y)	3,55	
	Longitudinal (x)	2,30		Length direct (a)	4.00	
	Vertical (z)	3,81			congrudinal (X)	4,90
Torre do relógio	Transversal (y)	4,54	Torre do relógio	Transversal (y)	4,15	
	Longitudinal (x)	5,15		Longitudinal (x)	4 QE	
	Vertical (z)	3,52			4,95	
Frequências da estrutura medidas in situ				Frequências da estrutura obtidas em Cast3M		

Quadro I Calibração do modelo numérico

aceleração para um período de vida da estrutura de 500 anos, o que parece razoável face à história e à importância patrimonial e cultural da Igreja.

Para este cálculo foi necessário determinar a matriz de amortecimento, que foi definida a partir da combinação linear das matrizes de massa e de rigidez, para um coeficiente de amortecimento de 5% para os dois primeiros modos de vibração.

A análise sísmica foi efetuada usando três modelos numéricos diferentes para a igreja:

- Modelo I Estrutura apenas sujeita ao seu peso próprio;
- Modelo II Estrutura sujeita ao seu peso próprio e incluindo as asnas;
- Modelo III Estrutura sujeita ao seu peso próprio e incluindo a estrutura metálica (asnas e chapas de confinamento).

No caso do modelo II, a asna foi considerada simplesmente apoiada na parede (apoio simples), enquanto no modelo III a asna foi considerada ligada à parede (apoio duplo). De forma a analisar a influência da ação sísmica e a eficácia da solução de travamento das paredes quando sujeitas a essa ação, determinaram-se os deslocamentos máximos nos pontos de ligação das asnas, para os três casos em análise.

De acordo com os resultados obtidos, verificou-se que existe um ganho razoável na utilização da estrutura metálica de reforço da cobertura. No que diz respeito às asnas do telhado principal, obtêm--se ganhos de 16%, usando apenas tirantes, e um ganho maior (como seria esperado), de 18%, usando esses tirantes conjuntamente com as chapas metálicas que induzem na estrutura um efeito de confinamento.

Estes cálculos permitiram afinar as dimensões dos diversos elementos estruturais em presença e proceder à verificação da segurança de todos os elementos constituintes da igreja.

6 Descrição da intervenção estrutural

A solução de consolidação e reforço estrutural definida para o corpo principal da Igreja Matriz de Vimioso visou os seguintes objetivos: i) eliminar as solicitações da cobertura sobre a abóbada de berço da nave da Igreja, através da realização de asnas metálicas transversais autoportantes, localizadas nos eixos dos contrafortes; ii) atribuir a estas asnas uma função de travamento superior das paredes da nave na direção transversal (para fora do plano das paredes), colocando as asnas a funcionarem como tirantes, a um nível superior, incrementando desta forma a segurança sísmica da estrutura da Igreja; e iii) assegurar um melhor confinamento das paredes de alvenaria, através da ligação das asnas a uma chapa metálica no topo das paredes, que foi devidamente ancorada às paredes, funcionando como um frechal, ou seja, a chapa percorria todo o comprimento do perímetro da nave da igreja.

Na Figura 10 encontra-se ilustrada a planta estrutural da cobertura da nave da Igreja, identificando e localizando as asnas metálicas, bem como o sistema de contraventamento que lhes está associado.

A asna principal, situada na nave da Igreja e vencendo um vão de aproximadamente 13 m, apresenta a configuração que se ilustra na

Figura 11, ajustando-se, através da elevação da correspondente linha, à geometria da abóbada de berço que se lhe encontra subjacente.



Figura 10 Planta estrutural da cobertura da nave da Igreja



Figura 11 Configuração da asna da cobertura da nave da Igreja

Asnas de configuração idêntica, mas de menor vão (cerca de 11 m), delimitam o troço reto da cobertura da capela-mor (ver Figura 10).



Figura 12 Pormenor do apoio da asna de cobertura na parede de alvenaria



Figura 13 Apoio dos elementos estruturais da cobertura na fachada principal da Igreja

Na Figura 12 apresenta-se um pormenor do apoio da asna na parede de alvenaria, que assegura, simultaneamente, uma ligação de continuidade com a chapa de confinamento perimetral já referida.

No topo correspondente à fachada principal da Igreja, o apoio das madres de madeira da cobertura faz-se diretamente em cantoneiras chumbadas na parede da fachada, conforme se indica no desenho representado na Figura 13. Os cabos do tipo Macalloy (ver Figura 10) permitem desviar as forças horizontais do painel central, sobre a porta de entrada, para as torres laterais, mais rígidas e resistentes.

7 Observações finais

O presente trabalho permitiu ilustrar o papel fundamental desempenhado por uma série de procedimentos, decorrentes da adoção de uma metodologia de intervenção criteriosa, na prossecução dos objetivos da intervenção, que, neste caso, visava o reforço estrutural da Igreja Matriz de Vimioso. Esses procedimentos passaram pela elaboração de um Relatório de Inspeção e Diagnóstico, que permitiu a recolha de informação sobre o objeto em estudo e, a partir daí, melhorar o conhecimento sobre este tipo de construções. Para tal, e no cumprimento da metodologia de intervenção previamente estabelecida, procedeu--se inicialmente à investigação documental (identificando com o detalhe possível todas as intervenções anteriormente realizadas), bem como à realização de observações in situ, complementadas pela execução de uma série de ensaios não destrutivos, que permitiram, numa primeira fase, a caracterização geométrica da igreja e, numa segunda fase, a calibração do modelo numérico entretanto desenvolvido. Com o modelo numérico devidamente calibrado e testado, foram então analisadas várias soluções, em que se procurou perceber o papel fundamental que poderiam desempenhar as asnas no travamento das paredes longitudinais exteriores da nave. As asnas, com linha superior para evitar o contacto com as abóbadas, teriam como função principal, enquanto elementos de travamento, desempenhar o papel dos tirantes tradicionais que, neste caso, não eram esteticamente aceitáveis. Com o modelo desenvolvido foi possível demonstrar que as asnas, associadas às chapas que foram colocadas superiormente ao longo do perímetro das paredes, desempenhavam eficazmente a função dos tirantes tradicionais, verificando-se assim a segurança estrutural das paredes para a ação sísmica regulamentar. Finalmente, o modelo numérico possibilitou ainda o dimensionamento de todos os elementos estruturais.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) às unidades de I&D a que estão associados, respetivamente, Centro de Estudos de Arquitetura e Urbanismo da Universidade do Porto (CEAU-UP) e Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO-UA).

Referências

- ICOMOS Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. ICOMOS – International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, 2003.
- [2] CIB Guide for the Structural Rehabilitation of Heritage Buildings. CIB Publication 335. 2010. ISBN 978-90-6363-066-9.
- [3] Costa, A.; Guedes, J.; Paupério, E.; Quelhas, B. e Miranda, L. *Relatório sobre as patologias observadas na Igreja Matriz de Vimioso.* Relatório Técnico IC45-RVT74-A NG95, Instituto da Construção, 2006.
- [4] Manuel D ' Utilisation de Cast3m –Www.Cast3m.Cea.Fr. Commissariat à l'Énergie Atomique, Saclay.
- [5] Almeida, C.; Arêde, A. e Costa, A. Caracterização Dinâmica e Análise Sísmica da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar. 5.º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Açores, 2001.
- [6] Almeida, Celeste Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar à Acção dos Sismos – Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – FEUP, 2000.
- [7] Eurocode N.º 8 Design of Provisions for Earthquake Resistant Structures, Part 1-1, 1-2, 1-3, pr ENV 1998-1-1, 1-2, 1-3 – CEN/TC250/ /SC8, 1994.
- [8] Documento Nacional de Aplicação-DNA Versão provisória para aprovação pela CT115, LNEC, 1998.
- Campos Costa, A. P. N. A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas – Tese de Doutoramento em Engenharia Civil – FEUP, 1993.

Consolidação e reforço estrutural da igreja matriz de Vimioso: inspeção, diagnóstico e projeto Rui Fernandes Póvoas, Aníbal Guimarães Costa

Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente

Characterization of the seismic behaviour of reinforced concrete buildings representative of the Portuguese building stock designed without seismic provisions

Romain Sousa Aníbal Costa Alfredo Campos Costa Xavier Romão Paulo Candeias

Resumo

Uma parte significativa do edificado em Portugal não foi dimensionada para resistir a ações sísmicas. Como tal, o recente impulso do sector da reabilitação pode representar uma oportunidade única para promover a redução da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes. Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma metodologia para avaliar a vulnerabilidade sísmica duma classe de edifícios de betão armado que permite estabelecer indicadores simplificados do seu desempenho estrutural expectável. A metodologia proposta baseia-se num estudo numérico detalhado do comportamento sísmico de edifícios de betão armado com características representativas duma parte significativa do edificado deste tipo em Portugal, simulando de forma adequada os principais aspetos da sua resposta estrutural. Os resultados obtidos pela metodologia desenvolvida permitem identificar as principais vulnerabilidades do edificado e quantificar indicadores de desempenho estrutural que permitem avaliar de forma expedita a sua segurança estrutural.

Palavras-chave: Reabilitação / Betão armado / Comportamento sísmico / / Indicador de desempenho estrutural

Abstract

A significant part of the Portuguese building stock was not designed considering seismic provisions. As such, the recent growth of the building rehabilitation sector may represent a unique opportunity to reduce the seismic vulnerability of existing buildings, and consequently the associated earthquake risk. In this context, the present work presents a methodology to evaluate the seismic vulnerability of a class of reinforced concrete buildings and allows the definition of simplified indicators representing their expected structural performance. The proposed methodology is based on a detailed numerical study of the seismic behaviour of reinforced concrete buildings with representative characteristics of a significant part of the Portuguese building stock that adequately simulates the main aspects of the buildings' structural response. The results obtained by the methodology highlight the main vulnerabilities of the chosen building class and enable the quantification of structural performance indicators that can be used for the simplified structural safety assessment of similar structures.

Keywords: Rehabilitation / Reinforced concrete / Seismic behaviour / Structural performance indicator Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente Romain Sousa, Aníbal Costa, Alfredo Campos Costa, Xavier Romão, Paulo Candeias

Romain Sousa

Bolseiro LNEC / SPES Lisboa, Portugal rrsousa@lnec.pt

Aníbal Costa

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

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal LNEC Lisboa, Portugal alf@lnec.pt

Xavier Romão

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

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar Convidado LNEC Lisboa, Portugal pcandeias@lnec.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

SOUSA, Romain [*et al.*] – Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 105-114.

1 Introdução

O risco sísmico em Portugal tem sido documentado ao longo dos últimos anos através de diversos estudos, e.g., [1] e [2]. Além de refletir a significativa perigosidade sísmica existente em regiões com alguma densidade populacional, nomeadamente o Algarve e as zonas de Lisboa e Vale do Tejo, este risco sísmico também reflete as debilidades estruturais decorrentes do facto de a maioria do edificado em Portugal ter sido dimensionada sem considerar a ação sísmica. Com base no gráfico apresentado na Figura 1, que estratifica os edifícios de betão armado existentes em Portugal por década de construção, estima-se que cerca de 50% desses edifícios tenham sido construídos até 1985, i.e., antes da introdução e disseminação do atual regulamento de dimensionamento sismorresistente de 1983 o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [3]. Além disso, de acordo com a informação recolhida pelo Censos 2011 [4], aproximadamente 30% destes edifícios (i.e. cerca de 1 milhão) necessitavam de algum tipo de reparação. Assim, apesar de o sector da reabilitação apenas representar cerca de 6,5 % da atividade do sector da construção em 2014 [5], a reabilitação tem demonstrado uma dinâmica crescente que resulta da necessidade de responder à degradação natural do edificado.



Figura 1 Evolução da construção de edifícios de betão armado ao longo do último século com a introdução da regulamentação de dimensionamento sismorresistente em Portugal

Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado (BA) cujos resultados permitem estabelecer indicadores simplificados do seu desempenho estrutural. A metodologia proposta envolve um estudo numérico detalhado do comportamento sísmico de edifícios de BA com características representativas duma parte significativa do edificado desta categoria em Portugal, simulando de forma adequada os principais aspetos da sua resposta estrutural. Com base nos resultados obtidos, foram identificadas as principais vulnerabilidades do edificado e foram estabelecidos indicadores de desempenho estrutural que permitem avaliar de forma expedita a segurança estrutural deste tipo de edifícios, sem necessidade de recorrer a análises mais complexas que requerem conhecimentos de base em engenharia sísmica.
2 Descrição da metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica considerada

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas passa cada vez mais pelo recurso a modelos numéricos. Na ausência de dados empíricos, resultantes da avaliação estrutural em cenários pós-sismo, esta solução tem sido privilegiada em detrimento de ensaios experimentais devido à facilidade, flexibilidade e aos custos associados às duas opções. Assim, a metodologia desenvolvida envolve um estudo numérico que permite identificar as principais vulnerabilidades sísmicas duma categoria de edifícios de BA dimensionados considerando apenas cargas gravíticas, quando analisados à luz da regulamentação sismorresistente atual (*i.e.* RSA 1983).

Como ilustrado na Figura 2, a metodologia divide-se em duas etapas principais: (1) a geração automática de estruturas tridimensionais (3D) de edifícios de BA representativos do parque habitacional português construído sem disposições sismorresistentes e (2) a avaliação do comportamento estrutural destes edifícios com base no resultado de análises estáticas (adaptativas) não-lineares.



Figura 2 Fluxograma descritivo da metodologia considerada para a análise da vulnerabilidade sísmica

A geração automática de modelos numéricos das estruturas de BA pressupõe o conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas representativas do edificado português. Após uma revisão da literatura, foram estabelecidos os parâmetros necessários com base nas distribuições estatísticas destas propriedades, os quais possibilitam proceder ao dimensionamento automático dos edifícios com base em critérios definidos em diferentes regulamentos para estruturas de BA, nomeadamente o Regulamento do Betão Armado (RBA) de 1935 [7], o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) de 1967 [8] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) de 1983 [9]. É importante notar que o dimensionamento das estruturas não contemplou qualquer disposição construtiva para atender a ações sísmicas. Seguidamente, foram gerados modelos numéricos das estruturas dimensionadas (100, no total) os quais foram submetidos a análises estáticas (adaptativas) não-lineares. Cada estrutura foi analisada segundo as duas direções principais de forma independente. Pelo facto de serem adaptativas, estas análises permitem refletir as alterações no comportamento dinâmico do edifício de acordo com a evolução do dano estrutural. No final de cada análise, o comportamento de cada pilar dos edifícios foi avaliado à luz dos critérios definidos no Eurocódigo 8 – Parte 3 (EC8-3) [10], dedicado à avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes. Salienta-se que a análise de segurança realizada centra-se no comportamento dos pilares atendendo à importância crítica destes elementos, em relação à das vigas, para a estabilidade global dum edifício, particularmente em edifícios sem dimensionamento sismorresistente.

De acordo com o EC8-3, a verificação da segurança para o estado limite último pressupõe a avaliação da resposta dos elementos estruturais em termos de resistência ao corte (V_{ν}) e de rotação da corda última (θ_{m}), definidas através das equações apresentadas no Anexo A do mesmo documento. A definição das variáveis envolvidas foi omitida por limitações de espaço, podendo o leitor encontrar uma descrição detalhada no EC8-3 [10]. No entanto, é importante referir que o cálculo das resistências teve em consideração os diferentes fatores de segurança, nomeadamente do fator de confiança (CF). Este fator pretende afetar a resistência dos materiais com base no número de elementos estruturais avaliados e no número de testes realizados aos diferentes materiais. Neste trabalho foi adotado um valor conservativo (CF = 1,35), correspondente a um nível de conhecimento limitado. Por outro lado, o esforço axial (N) adotado corresponde ao esforço resultante apenas das cargas gravíticas, i.e., sem considerar os efeitos do momento de derrubamento resultante da ação sísmica. Nota ainda para a consideração de um valor de ductilidade plástica ($\mu_{A}^{\rho l}$) unitário, dada a possibilidade de este tipo de rotura ocorrer antes da cedência do elemento.

Após a identificação das potenciais vulnerabilidades associadas aos dois parâmetros estruturais referidos, os resultados obtidos foram objeto duma análise estatística de forma a estabelecer indicadores de desempenho estrutural que permitam avaliar de forma expedita a segurança estrutural deste tipo de estruturas. As análises desenvolvidas neste sentido exploram a possibilidade de considerar parâmetros como a tensão transversal média dos pilares ou a deriva entre pisos.

3 Caracterização do edificado em Portugal

Apresenta-se, em seguida, uma breve descrição das principais propriedades que foram consideradas na geração automática das estruturas de BA que foram dimensionadas e analisadas pela metodologia descrita previamente. A maioria das propriedades consideradas foi simulada aleatoriamente admitindo que os seus valores seriam representados com distribuições normais truncadas. Esta opção permitiu evitar a consideração de valores excessivamente altos ou baixos das propriedades. Para cada uma das referidas propriedades, apresenta-se o valor médio, o coeficiente de variação (CV) e os limites de truncatura considerados.

3.1 Propriedades geométricas

O estudo realizado apenas considerou a análise de edifícios até 4 pisos de altura dado que, de acordo com o Censos de 2011 [4], estes representam aproximadamente 97% dos edifícios em Portugal. Ao mesmo tempo, para edifícios mais altos, a utilização de análises estáticas não lineares torna-se menos realista dada a inerente dificuldade em considerar a contribuição de modos de vibração superiores. De acordo com o mesmo documento, e focando apenas edifícios de BA até 4 pisos, existe um maior número de edifícios de 2 pisos (42%), seguido de 1 piso (28%) e, finalmente, de 3 e 4 pisos (cerca de 15% cada).

No que diz respeito à configuração em planta dos edifícios analisados, esta foi definida considerando uma matriz de base com 5 e 3 vãos iguais em cada direção ortogonal, como ilustrado nos exemplos apresentados na Figura 3. O comprimento dos vãos em cada direção $(L_x e L_y)$ é variável e foi estabelecido com base nos dados obtidos por Silva *et al.*, 2014 [11] e Furtado *et al.*, 2015 [12] após inspeções em cerca de 300 edifícios. Os mesmos autores constataram ainda que a altura média do primeiro piso (H_γ) é de 3,2 m, com um CV de 10%, enquanto para os restantes pisos (H_γ) este valor é de 2,8 m com um CV de 6%. Para ambas as alturas, os seus valores foram simulados aleatoriamente de acordo com distribuições normais truncadas cujo valor mínimo é de 2,5 m e máximo de 5 m e 4 m para o primeiro e restantes pisos, respetivamente.

Relativamente à espessura da laje (h_{laje}), foi considerado um valor médio de 0,23 m e um CV de 24%. Estes parâmetros correspondem aos determinados por Furtado *et al.*, 2015 [12], e estão dentro do intervalo estimado por Silva *et al.*, 2014 [11], para valores encontrados em estruturas dimensionadas antes e após a publicação do RSA.

3.2 Propriedades mecânicas dos materiais

A resistência média do betão (f_{cm}) foi definida de acordo com Silva et al., 2014 [11], segundo o qual a resistência à compressão média do betão admitida é de 23,8 MPa com um CV de 49%. O mesmo autor verificou ainda que após o aparecimento do RSA, os aços A400 e A500 tendem a ser usados com idêntica frequência nas armaduras. No entanto, para períodos anteriores a esta data, deve ser igualmente considerada a presença de aço A235 (A24) e uma distribuição alternativa da utilização dos três tipos de aço em que 50% corresponde a A400 (A40), 25% a A500 e 25% ao A235. O presente estudo considera esta distribuição alternativa para definir a tensão de cedência característica das armaduras (f_{yk}), visto ser mais adequada para descrever edifícios dimensionados sem disposições sismorresistentes.

De acordo com Furtado *et al.*, 2015 [12], a percentagem de armadura longitudinal (ρ_l) média observada em 500 pilares dos edifícios inspecionados é de apenas 0,608%, com um CV de 32,4%. Este valor reduzido pode ser explicado pelo facto de tanto o REBA como o REBAP admitirem percentagens mínimas de armadura longitudinal de 0,4% (para aço A24 ou A235) e 0,3% (para aço A400 e A500) se a área de betão for suficiente para resistir ao esforço normal de cálculo. No entanto, num estudo feito pelos autores deste artigo com base no levantamento de mais de 500 pilares de edifícios existentes que abrangem diferentes épocas construtivas (de 1950

a 2000), observaram-se valores consideravelmente superiores, obtendo-se um valor médio próximo de 1,27% e um CV de 40%. Assim, o dimensionamento da armadura longitudinal foi efetuado admitindo que a percentagem de armadura longitudinal varia entre 0,5 e 3,5%, sendo o valor médio igual a 1% e o CV igual a 40%.

3.3 Ações gravíticas

A definição das ações para o dimensionamento para cargas gravíticas foi efetuada com base numa variação do peso próprio (*G*) entre 6 e 10 kN/m², sendo o seu valor médio obtido considerando um valor de 3,5 kN/m² para o peso da laje, de 1,5 kN/m² para o peso das paredes divisórias, de 1 kN/m² para o peso dos revestimentos e de 2 kN/m² para o peso dos pilares e vigas adjacentes. Este carregamento considerou ainda uma componente variável (*Q*) igual a 2 kN/m² correspondente a uma utilização do tipo habitação. Esta opção tem por base os já referidos resultados do Censos 2011 [4], segundo os quais apenas 0,7 % dos edifícios da categoria considerada envolvem uma utilização principalmente não residencial.

3.4 Resumo das propriedades consideradas

A Tabela I apresenta um resumo das propriedades consideradas na simulação das estruturas analisadas. Estas propriedades são sorteadas na fase que antecede o dimensionamento e são mantidas constantes para os diferentes elementos de cada edifício. A tabela refere ainda os estudos que permitiram definir as distribuições normais truncadas usadas para simular algumas destas propriedades, indicando-se ainda a média, o CV e os limites de truncatura (A e B) admitidos para as diferentes propriedades necessárias para dimensionar os edifícios de BA. Ao contrário da maioria das variáveis, o parâmetro número de pisos (N° pisos) e a tensão de cedência (f_{yk}) foram definidos aleatoriamente a partir das percentagens estabelecidas, e apresentados na terceira coluna da tabela.

Tabela IDistribuições estabelecidas para as diferentes proprie-
dades dos edifícios considerados

Variáveis	Média	CV (%)	Α	В	Referência
G (kN/m²)	8	12,5	6	10	-
N.º pisos	1/2/3/4	28/42/15/15	-	-	[4]
<i>H</i> ₁ (m)	3,2	10	2,5	5	
<i>H_n</i> (m)	2,8	6	2,5	4	[11] . [12]
$L_{_{X/Y}}$ (m)	4,4	16	2,5	6,5	[1] e [12]
h _{laje} (m)	0,23	24	0,1	0,35	
f _{cm} (MPa)	23,8	49	5,0	80,0	[11]
$f_{_{yk}}\left(MPa ight)$	235/400/500	25/50/25	-	-	[11]
ρ _ι (%)	1	40	0,3	3,5	[12]*

* Os valores apresentados nesta linha refletem também os resultados obtidos pelos autores e apresentados na Secção 3.2

4 Dimensionamento e modelação de estruturas de betão armado

Dada a dimensão da amostra de edifícios que se pretende analisar (*i.e.* um total de 100 edifícios), foi desenvolvido um algoritmo em Matlab [13] que permite dimensionar automaticamente a estrutura dos edifícios 3D considerados. Os principais elementos da estrutura resistente (*i.e.* pilares, vigas e laje) foram dimensionados com base nas disposições estabelecidas no RBA de 1935 [7], REBA de 1967 [8] e REBAP de 1983 [9], admitindo procedimentos convencionalmente adotados antes da disseminação de métodos de cálculo automático. A escolha destes regulamentos prende-se com o objetivo de simular o comportamento de edifícios existentes dimensionados apenas para cargas gravíticas, sem disposições sismorresistentes.

É reconhecido que a contribuição das paredes de alvenaria ou que o efeito das irregularidades em planta podem alterar o comportamento dinâmico global dos edifícios. No entanto, estes parâmetros não foram considerados no estudo numérico desenvolvido uma vez que este se centra na análise do comportamento individual dos pilares, não apresentando, assim, uma análise integrada do comportamento global dos edifícios. Salienta-se ainda outro aspeto não tido em conta no estudo realizado e que está relacionado com a possível existência de armaduras lisas em edifícios antigos. É reconhecido que a presença destes tipo de armaduras pode ter um efeito muito relevante na deformação lateral dos elementos verticais, nomeadamente devido à consequente flexibilidade adicional que se observa nos elementos e que resulta do escorregamento das armaduras longitudinais. Neste caso, este aspeto não foi considerado na modelação devido à dificuldade em encontrar modelos numéricos que permitam simular os consequentes fenómenos do comportamento estrutural de uma forma precisa através de elementos de viga com discretização por fibras.

O dimensionamento de cada um dos edifícios começa pela simulação aleatória (não correlacionada) dum valor de cada uma das variáveis presentes na Tabela I. Uma vez estabelecida a geometria base da estrutura através do comprimento dos vãos para cada direção ortogonal (este valor é mantido constante em cada direção), do número e da altura dos diferentes pisos, são determinadas as ações e as secções transversais para cada viga e pilar com base na área de influência de cada elemento e na resistência de cada material (os valores de cálculo das tensões resistentes dos materiais usados para dimensionamento foram obtidos dividindo os respetivos valores característicos por fatores parciais de segurança de 1,5 e 1,15 para o betão e para o aço, respetivamente). As secções seguintes apresentam uma breve descrição dos critérios considerados no dimensionamento dos principais elementos da estrutura resistente dos edifícios.

4.1 Dimensionamento de pilares e vigas

O nível de carga axial de dimensionamento para cada pilar foi definido de acordo com a seguinte expressão:

$$N_{sd} = A_i \ W_d \ f_p \ n \tag{1}$$

onde A_i representa a área de influência associada a cada pilar, W_d representa o carregamento de dimensionamento por m²,

determinado tendo em conta as cargas permanentes (*G*) e variáveis (*Q*) como definido anteriormente. O parâmetro f_{ρ} é um fator de ponderação que majora a área dos pilares sujeitos a maiores momentos fletores, nomeadamente os que estão localizados na periferia do edifício, dado o desequilíbrio de momentos nos nós de ligação com as vigas adjacentes, e que assume os valores de 1,3, 1,2 e 1,1 caso os pilares sejam de canto, da periferia ou interiores, respetivamente. O parâmetro *n* representa o número de pisos que contribuem para o esforço axial do pilar em análise. Assim, a secção de cada pilar (A_{cl}) é determinada através da Equação (2), tendo em conta a resistência de cálculo do betão (f_{cd}) e do aço (f_{syd}), admitindo que este último representa cerca de 1% da área da secção. Nesta equação, o valor de N_{rd} é igualado ao esforço axial atuante calculado anteriormente (N_{cd}) através da equação (1).

$$N_{rd} = N_{sd} = A_c \left(0.85 f_{cd} + 0.01 f_{syd} \right)$$
(2)

Deve ser salientado que a contribuição do aço definida na equação anterior é apenas indicativa, tendo sido considerada somente para determinar a secção transversal mínima dos elementos. Uma vez definida a secção do pilar, as armaduras longitudinais foram calculadas com base no valor da percentagem de armadura simulada aleatoriamente, sendo que o número e o espaçamento dos varões estão condicionados às disposições estabelecidas no REBA e REBAP. As armaduras transversais foram definidas com base nas disposições regulamentares [7 e 8], salientando-se que os pilares não foram dimensionados para o esforço transverso.

No que diz respeito às vigas, a altura da sua secção transversal foi definida como sendo 1/10 do seu vão (*l*), enquanto que a largura da secção foi mantida constante para cada edifício e corresponde à menor dimensão da secção dos pilares, não podendo no entanto ser inferior a 0,2 m. As armaduras longitudinais das vigas foram determinadas considerando como condição de dimensionamento a existência dum momento fletor atuante (M_{sd}) positivo e negativo dado por:

$$M_{sd} = \frac{\rho_{sd} l^2}{12} \tag{3}$$

sendo p_{sd} a ação linearmente distribuída na viga calculada de acordo com o valor do carregamento definido anteriormente. Tendo em conta a igualdade de momentos positivos e negativos, as armaduras de tração foram calculadas de acordo com as expressões definidas em [14]. No que diz respeito à armadura de compressão (*i.e.*, face superior a meio vão e face inferior nos apoios) foi considerado que esta não pode ser inferior a ¼ daquela definida na mesma face para as armaduras de tração correspondentes ao momento máximo [9]. Além da condicionante anterior, a armadura de compressão compreende sempre pelo menos dois varões com o mesmo diâmetro daquele admitido na mesma face para o momento máximo.

As armaduras de esforço transverso nas vigas foram determinadas de acordo com as expressões propostas no REBA e REBAP, para os níveis de esforço transverso previamente estimado. A definição destas armaduras obedece ainda às disposições construtivas definidas no REBA, relativamente à percentagem mínima e espaçamentos máximos dos estribos.

4.2 Simulação da flexibilidade da laje no seu plano

As lajes podem desempenhar um papel importante no comportamento dos edifícios sujeitos à ação sísmica, permitindo uma distribuição apropriada das forças de inércia pelos diferentes elementos verticais. A rigidez no plano da laje é naturalmente função da altura e da tipologia da própria laje – uma laje maciça apresenta uma maior rigidez no plano do que uma realizada com vigotas prefabricadas. Na ausência de estudos mais detalhados sobre as propriedades das lajes em Portugal, foi admitido que a contribuição da altura da laje para a sua rigidez no plano seria variável de acordo com uma distribuição normal truncada de média igual a 50% (*i.e.* assumindo que apenas 50% da altura da laje contribui para a rigidez no seu plano) e um CV de 20%. Os limites de truncatura da distribuição considerados foram de 30% e 90%, sendo que o limite superior pretende ter em conta uma eventual redução de rigidez devido à fendilhação da laje.

Estes valor da rigidez global da laje no seu plano foi usado para derivar um sistema de bielas equivalentes que simulam essa rigidez (considerando a contribuição por flexão e por corte). Admitindo uma associação em série dos dois tipos de comportamento, a rigidez da laje de comprimento (L) e de área de secção transversal (A_i) pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$K_{Laje} = \frac{1}{\frac{L^3}{12E_c l} + \frac{L}{A_l G_c}} \tag{4}$$

em que o módulo de elasticidade (E_c) e o módulo de deformabilidade transversal (G_c) do betão podem ser estimados de acordo com as seguintes equações:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c}$$
 $G_c = \frac{E_c}{2(\nu+1)}$, com $\nu = 0,2$ (5)

Por fim, após o cálculo da rigidez no plano das lajes, as propriedades das bielas equivalentes podem ser determinadas igualando a rigidez da laje à rigidez axial das bielas dada pela equação seguinte:

$$K_{Biela} = \frac{E_s A_{Biela}}{L_{biela}} \tag{6}$$

em que E_s , $A_{_{Biela}}$ e $L_{_{biela}}$ são o módulo de elasticidade, área da secção, e comprimento da biela, respetivamente.

4.3 Definição dos modelos numéricos dos edifícios

Uma vez concluído o dimensionamento de cada edifício, é desencadeado um outro algoritmo desenvolvido em Matlab [13] que gera os modelos numéricos correspondentes. É importante notar que apesar de o dimensionamento ter sido realizado considerando valores característicos das propriedades resistentes dos materiais, o modelo numérico gerado para proceder à avaliação do comportamento sísmico foi definido considerando valores médios dessas mesmas propriedades. Assim, no que diz respeito às propriedades do betão, a resistência à compressão média (f_{cm}) foi considerada como sendo 8 MPa superior à resistência característica

 (f_{ck}) [9 e 15], enquanto que a tensão de cedência média do aço (f_{ym}) foi considerada como sendo 10% superior ao correspondente valor característico (f_{vk}) [16].



Figura 3 Exemplos dos modelos numéricos 3D dos edifícios gerados aleatoriamente

O comportamento dos materiais foi representado através das leis constitutivas propostas por Menegotto e Pinto, 1973 [17] e Mander *et al.*, 1988 [18], para as armaduras e para o betão, respetivamente. No que diz respeito às armaduras, além da tensão de cedência mencionada anteriormente, foi considerado um módulo de elasticidade de 200

GPa e um fator de endurecimento pós-cedência de 0,005. Quanto ao betão, o módulo de elasticidade foi calculado através da equação (5) com base na tensão de compressão sorteada, enquanto que a extensão correspondente à tensão máxima foi mantida constante com um valor de 0,002. O fator de confinamento foi determinado automaticamente para cada elemento estrutural pelo software considerado para a análise dos edifícios (SeismoStruct [19]).

Ainda no que diz respeito à definição do modelo numérico, os membros de BA (vigas e pilares) foram modelados através de elementos de fibras com formulação baseada em forças, vulgo forcebased (FB) element, com 5 pontos de integração (PIs), permitindo uma adequada representação da distribuição de plasticidade ao longo do elemento. Uma vez que a secção de cada pilar não varia em altura (ao longo de cada piso), os PIs de cada pilar apresentam a mesma secção transversal. Por outro lado, nos elementos de viga, os 2 PIs mais próximos das extremidades são definidos com as características correspondentes às secções junto aos apoios. Esta discretização conduz a que as secções de extremidade se desenvolvam ao longo de aproximadamente 1/3 do comprimento da viga a partir de cada extremidade. É importante notar que, ao contrário do que foi admitido no dimensionamento para cargas gravíticas, as ações consideradas nos modelos numéricos foram definidas com base na combinação de ações para a ação sísmica estabelecida pelo Eurocódigo O para edifícios de habitação [20].

Cada modelo numérico é então sujeito a análises estáticas nãolineares adaptativas realizadas através do software de análise numérica SeismoStruct [19]. A Figura 3 apresenta três exemplos de edifícios gerados aleatoriamente de acordo com os pressupostos admitidos nas secções anteriores.

5 Comportamento estrutural dos edifícios analisados

Os resultados apresentados seguidamente foram obtidos com base em 200 análises estáticas não-lineares, correspondentes às análises realizadas segundo as duas direções principais para cada um dos 100 edifícios considerados. A partir dos resultados das análises realizadas, foram obtidas aproximadamente 10 000 curvas de capacidade representativas do comportamento de cada um dos pilares dos edifícios. A Figura 4 apresenta uma descrição da amostra de resultados em termos do número de edifícios simulados e do número de pilares analisados por cada classe de edifício. Os gráficos permitem verificar que, embora as proporções relativas ao número de edifícios simulados para cada classe de número de pisos sejam bastante próximas das percentagens preestabelecidas (Tabela I), o número de pilares analisados não segue a mesma proporção. Esta diferença deve-se ao facto de o número de pilares por edifício crescer com o número de pisos dos edifícios.

A análise preliminar dos resultados obtidos relativamente ao comportamento dos pilares revelou que o comportamento destes é condicionado essencialmente pela ocorrência de roturas por corte para níveis de carregamento relativamente baixos. Assim, a análise de segurança destes elementos apresentada em seguida apenas foca o seu comportamento do ponto de vista da segurança ao esforço transverso, a qual foi analisada com base nas curvas de

capacidade obtidas. Se o valor de esforço transverso atuante (V_s) for normalizado pelo valor da resistência ao esforço transverso ($V_{r,ECB}$) calculada de acordo com o EC8-3, é possível determinar um fator de segurança ($F_{s,v}$) que permite avaliar a evolução do nível de segurança de cada pilar ao longo do carregamento. Para o caso das análises efetuadas, observa-se que este fator varia entre 0 e valores máximos entre 2 e 2,5, sendo que valores superiores a 1 representam os casos em que a solicitação dum elemento é superior à sua resistência. De modo a ilustrar os resultados obtidos, a Figura 5 apresenta a evolução do fator de segurança de todos os pilares segundo as duas direções e para deslocamentos laterais crescentes. No mesmo gráfico é ainda representada a linha horizontal correspondente à condição limite $F_{s,v} = 1$ que identifica o nível de deformação lateral para o qual os pilares atingem a rotura por corte de acordo com a condição regulamentar do EC8-3.





Os resultados revelam que, contrariamente ao desejado num dimensionamento sismorresistente, existe uma quantidade significativa de pilares que poderão desenvolver rotura por corte (resultando numa perda abrupta de resistência e rigidez do elemento). Este cenário é agravado pelo facto de, simultaneamente, outros pilares apresentarem fatores de segurança ($F_{s,v}$) significativamente superiores a 1, o que indica que este tipo de rotura pode ocorrer em fases bastante precoces de carregamento, *i.e.* muito antes de

explorarem completamente a sua capacidade de deformação em flexão. Apesar de os pilares terem sido submetidos a níveis de deformação bastante elevados para estruturas com ductilidade reduzida, os resultados apresentados seguidamente focam essencialmente a resistência ao corte dos pilares. Esta opção resulta do facto de este tipo de rotura frágil condicionar o comportamento estrutural dos edifícios para níveis de carregamento lateral substancialmente inferiores àqueles necessários para desenvolver roturas dúcteis.



Figura 5 Curvas de evolução do fator de segurança ao corte de todos os pilares segundo as duas direções principais

A análise dos fatores de segurança obtidos para os pilares em função do número de pisos dos edifícios onde se encontram permite estabelecer os resultados apresentados na Figura 6 (a) a partir dos quais se verifica que a percentagem de edifícios nos quais ocorrem roturas em pelo menos um pilar cresce com o número de pisos (percentagem essa determinada em relação ao número de edifícios com o mesmo número de pisos). A evolução das roturas torna-se mais evidente quando estes resultados são analisados em função do número total de pilares da amostra. Dessa forma, os resultados apresentados na Figura 6 (b) revelam que apenas 7% dos pilares são suscetíveis de desenvolver rotura por corte nos edifícios de 1 piso. Por outro lado, em edifícios de 3 e 4 pisos, os resultados indicam que 25% e 34% dos pilares, respetivamente, poderão desenvolver este tipo de rotura.

Esta observação parece estar diretamente relacionada com a redução da percentagem de armadura transversal dos pilares, como se pode observar na Figura 7. À medida que a percentagem de armadura de esforço transverso diminui, a diferença entre a resistência ao corte e a resistência à flexão do mesmo elemento torna-se cada vez mais acentuada. Isto acontece porque as armaduras de esforço transverso foram definidas apenas com base nas disposições construtivas (sem consideração da ação sísmica), as quais são essencialmente estabelecidas para evitar a ocorrência de encurvadura das armaduras longitudinais. Paradoxalmente, este efeito pode conduzir a que o aumento da secção transversal e diâmetro de armaduras

longitudinais (resultado do aumento do número de pisos) conduza a uma redução dos requisitos relativamente à armadura de esforço transverso.







Figura 7 Variação do fator de segurança $F_{s,v}$ com a percentagem de armadura transversal

Os resultados analisados para definir os fatores de segurança ao corte permitem ainda avaliar a evolução de diferentes parâmetros da resposta à medida que os pilares se aproximam da rotura por corte. Neste contexto, foram analisados dois indicadores da resposta que correspondem à deriva e à tensão transversal média dos pilares. Atendendo ao tipo de análise não linear realizada e à tipologia dos edifícios considerados, observa-se que a deriva dos pilares corresponde à deriva entre pisos. A tensão transversal média dos pilares corresponde à força de corte num pilar dividida pela área da sua secção transversal. Ao analisar estes indicadores para o nível de deformação lateral observada nos pilares que atingem a rotura por corte ($F_{s,v} = 1$), obtêm-se os valores de tensão transversal média e de deriva entre pisos cujos histogramas se apresentam nas Figuras 8(a) e 8(b), respetivamente. Para ambos os histogramas, são ainda representadas as quatro distribuições estatísticas que melhor se aproximam do histograma de acordo com o Critério de Informação Bayesiano [21].

Com base nos resultados apresentados na figura anterior, foi possível determinar valores de referência para a tensão transversal

média dos pilares e para a deriva entre pisos. A Tabela II apresenta os valores estatísticos relativos à distribuição lognormal, dado que este modelo estatístico apresenta um bom ajuste às distribuições obtidas para os dois indicadores de resposta. Dado que, visualmente, as diferentes distribuições analisadas não apresentam diferenças significativas, optou-se por considerar a distribuição lognormal, tendo-se verificado que os dados seguem essa distribuição para um nível de significância de 5%, através do teste de Lilliefors [22]. Os resultados revelam que a mediana da tensão transversal média dos pilares e da deriva entre pisos associados à rotura por corte são próximos de $\tau_v = 0,5$ MPa e $\theta_v = 0,85\%$, respetivamente.



Figura 8 Distribuições associadas à tensão transversal média dos pilares (a) e à deriva entre pisos (b) para $F_{sy} = 1$

Tabela IIParâmetros estatísticos de referência para a tensão
transversal média dos pilares e para a deriva entre pisos

	Moda	Mediana	Média	CV (%)
τ_v (MPa)	0,48	0,52	0,54	26
$\Theta_{_{V}}(\%)$	0,71	0,86	0,94	45

Quando comparados com outros valores presentes na literatura, estes resultados aparentam ser um pouco conservativos. Nomeadamente, o regulamento japonês para a avaliação de edifícios existentes de BA [23] apresenta valores de referência para a tensão transversal média entre 0,7 e 1 MPa, enquanto o trabalho de Miranda *et al.*, 2005 [24], identifica valores de deriva entre pisos próximos de 1%. Parte desta diferença está certamente relacionada com o facto de o critério de rotura ter sido estabelecido com base no critério de resistência ao corte definido pelo EC8-3 que incorpora diversos fatores de segurança, os quais podem conduzir a uma redução de aproximadamente 60% do valor médio da resistência.

Por fim, é importante notar que os valores dos indicadores apresentados foram obtidos através de análises em que o carregamento lateral aumenta progressivamente até os elementos atingirem a sua capacidade última. Como tal, fornecem indicações relevantes sobre o comportamento das estruturas sob ação sísmica e representam indicadores equivalentes da capacidade última de edifícios compatíveis com condições de rotura por corte em pilares que apenas poderão ser usados comparando-os com níveis de resposta estrutural obtidos por ação duma solicitação compatível com uma determinada condição de estado limite.

6 Conclusões

O presente artigo apresenta um estudo numérico com vista à identificação de potenciais vulnerabilidades sísmicas duma classe de edifícios de BA do parque edificado português construído sem disposições sismorresistentes. Para tal, foi desenvolvida uma metodologia que se baseia num estudo numérico detalhado do comportamento sísmico dos edifícios considerados, simulando de forma adequada os principais aspetos da sua resposta estrutural.

Os resultados apresentados são representativos da análise de 100 edifícios cujo dimensionamento foi simulado e não considera disposições sismorresistentes. A análise de segurança apresentada centra-se apenas nos pilares, dada a importância destes elementos na estabilidade global das estruturas. Os resultados indicam que os pilares destes edifícios são potencialmente vulneráveis a desenvolver rotura por corte. Este tipo de vulnerabilidade parece estar diretamente relacionado com a baixa percentagem de armadura transversal identificada nestes elementos e que resulta dum dimensionamento apenas para cargas gravíticas sem disposições sismorresistentes. Os resultados obtidos indicam ainda que os elementos com percentagem de armadura transversal superior a 0,2% não são propensos a desenvolver este tipo de rotura. Apesar de apenas indicativo, este valor pode ser bastante útil para avaliar de uma forma expedita a potencial vulnerabilidade sísmica de pilares de BA.

Por fim, os resultados obtidos permitiram ainda estabelecer indicadores simplificados do desempenho estrutural dos edifícios. Os indicadores considerados foram a tensão transversal média dos pilares e a deriva entre pisos. Com base na análise da resposta de aproximadamente 10000 pilares, verificou-se que a mediana destes indicadores, compatível com um cenário em que ocorre rotura por corte dos pilares, se aproxima de $\tau_v = 0,5$ MPa e de $\theta_v = 0,85\%$, respetivamente. Estes resultados diferenciam-se de outros existentes na literatura pelo facto de, no conhecimento dos autores, serem estimados pela primeira vez indicadores deste tipo com base nas características do edificado português.

No futuro, pretende-se analisar outros edifícios que incorporem a contribuição das paredes de alvenaria e que possuam configurações

irregulares de modo a obter resultados mais focados no comportamento global dos edifícios. Por outro lado, existe ainda a expectativa de conseguir modelar o efeito do escorregamento das armaduras longitudinais (aspeto principalmente relevante em situações em que existem armaduras lisas) através de um modelo capaz de simular este fenómeno de uma forma explícita, que irá ficar disponível, num futuro próximo, na versão comercial do software de análise numérica considerado.

Referências

- Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R. "Seismic risk assessment for mainland Portugal". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(2), 429-457, 2014.
- [2] Sousa, M. L. Risco Sísmico em Portugal Continental. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2006.
- [3] RSA "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes". Decreto-Lei N.º 235/83, Lisboa, Portugal, 1983.
- [4] INE "Censos 2011 Resultados Definitivos Portugal". Instituto Nacional de Estatística, Lisboa, 2012.
- [5] DL 53 "Decreto Lei N.º 53/2014 de 8 de Abril do Ministério do Ambiente, Ordenamento do Território e Energia". Diário da República: Série I, N.º 69, 2014.
- [6] RSCCS "Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos". Decreto-Lei N.º 41658, Lisboa, Portugal, 1958.
- [7] RBA "Regulamento para o Emprego de Betão Armado". Decreto-Lei N.º 4036, Lisboa, Portugal, 1935.
- [8] REBA "Regulamento de Estruturas de Betão Armado". Decreto-Lei N.º 47723, Lisboa, Portugal, 1967.
- [9] REBAP "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado". Decreto-Lei N.º 349-C/83, Lisboa, Portugal, 1983.
- [10] CEN "EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings". Comité Européen de Normalisation. Bruxelas, 2004.
- [11] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R.; Sousa, L. "Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model". Bulletin of Earthquake Engineering, 13(5), 1455–1490, 2014.

- [12] Furtado, A.; Costa, C.; Arede, A.; Rodrigues, H. "Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls". European Journal of Environmental and Civil Engineering, 20(4), 396– 411, 2015.
- [13] Matlab disponível em: https://www.mathworks.com
- [14] D'Arga e Lima, J.; Monteiro, V.; Mun, M. "Betão Armado. Esforços Normais e de Flexão. (REBAP – 83)", Publicação LNEC, 1985.
- [15] CEN "EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings". Comité Européen de Normalisation, Bruxelas, 2004.
- [16] Priestley, N.; Calvi, G. M.; Kowalsky, M. J. "Displacement-Based Seismic Design of Structures". IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [17] Menegotto, M.; Pinto, P. "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending". Symposium Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisboa, Portugal, 1973.
- [18] Mander, J.; Priestley, N.; Park, R. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No.8, p. 1804–1826, 1988.
- [19] Seismosoft "SeismoStruct 2016 A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures" – disponível em: http://www.seismosoft.com, 2016.
- [20] NP EN 1990:2009 "Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas". IPQ-Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [21] Schwarz, G. (1978) "Estimating the dimension of a model". Annals of Statistics 6(2), p. 461-464.
- [22] Lilliefors, H. W. "On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown". Journal of the American Statistical Association. Vol. 62, 399–402, 1967.
- [23] JBDPA "Standard for evaluation of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings". Japan Building Disaster Prevention Association, Tokyo, Japan, 2005.
- [24] Miranda, P.; Calvi, G.M.; Pinho, R.; Priestley, N. "Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance". IUSS Press, Pavia, Itália, 2005.

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena

Methodologies for structural assessment of existing bridges – Sena's Line rehabilitation case study

> Paulo Silveira Tiago Coelho Francisco Asseiceiro

Resumo

Neste artigo apresentam-se metodologias destinadas à avaliação estrutural de obras de arte existentes e o caso concreto da sua aplicação à avaliação da segurança estrutural de pontes da Linha de Sena, em Moçambique, efetuada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no âmbito da reabilitação desta linha, trabalho que foi levado a cabo pela Mota-Engil Ferrovias.

Para além do desenvolvimento das metodologias de avaliação da segurança estrutural, este estudo envolveu diversas vertentes, designadamente a inspeção e o levantamento geométrico das obras, a sua modelação e o cálculo dos esforços devidos à circulação ferroviária, considerando as características do tráfego que circula ou se prevê que venha a circular nesta linha.

Nesta análise foram tidos em conta os fenómenos de fadiga, no caso das pontes metálicas.

Abstract

This article presents methodologies suited to perform the assessment of existing bridges and a case study concerning the application of these methodologies to the assessment of Sena's line bridges, in Mozambique.

This study was performed by Laboratório Nacional de Engenharia Civil at request of Mota-Engil Ferrovias and it embraces several aspects, such as the geometric survey of bridges, the structural modelling and the structural safety verifications, taking into account the live loads due to the trains that circulated and those that presumably will circulate in this line.

In the assessment of the steel bridges the remaining fatigue life was considered.

Palavras-chave: Segurança estrutural / Fadiga / Método do dano acumulado / / Ponte ferroviária / Linha de Sena Keywords: Structural safety / Remaining fatigue life / Damage accumulation method / Railway bridge / Sena's line

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira, Tiago Coelho, Francisco Asseiceiro

Paulo Silveira

Doutor em Engenharia de Estruturas Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal paulo.silveira@lnec.pt

Tiago Coelho

Mestre em Engenharia Civil Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal tcoelho@lnec.pt

Francisco Asseiceiro

Engenheiro Civil Mota-Engil Engenharia e Construção, Ferrovias Amarante, Portugal francisco.asseiceiro@mota-engil.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.

SILVEIRA, Paulo [*et al.*] – Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 115-126.

1 Introdução

No âmbito da reabilitação da Linha de Sena e de outras atividades com ela relacionadas, levadas a cabo pela Mota-Engil, foi necessário fazer a avaliação da capacidade das obras de arte desta linha para receberem tráfego ferroviário com diversas características.

Este estudo foi realizado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), entre 2012 e 2016, e foi sendo adaptado às modificações nas condicionantes existentes e às alterações nos requisitos que foram surgindo, por força dos diversos cenários possíveis para o transporte do carvão para os portos marítimos moçambicanos.

A tipologia das obras de arte estudadas reflete o facto de a construção da Linha de Sena ter sido faseada, diferindo a configuração atual da configuração inicial. Com efeito, o primeiro troço a ser construído ligava o porto da Beira ao Dondo. Após a abertura deste troço seguiu-se a construção, entre 1919 e 1922, do troço entre o Dondo e Murraça, situada na margem sul do Zambeze. A construção da ligação de Murraça a Sena e a travessia do Zambeze, entre Sena e Mutarara, materializada pela ponte Dona Ana, foi realizada entre 1930 e 1935. A ligação de Mutarara a Moatize foi construída entre 1939 e 1949 e permitiu concluir a ligação da zona mineira de Tete ao porto da Beira.

Neste artigo apresentam-se as metodologias desenvolvidas e utilizadas na avaliação da segurança estrutural de pontes e o caso concreto da sua aplicação à avaliação da segurança estrutural de diversas obras de arte da Linha de Sena, cujo estudo compreendeu cinco fases.

Numa primeira fase efetuou-se a verificação das condições de serviço da ponte Dona Ana, o que implicou que em 2012 se tivesse efetuado o levantamento geométrico da obra e dos respetivos viadutos de acesso, com a finalidade de efetuar a modelação destas estruturas [1].

Na segunda fase, também em 2012, foram efetuados os ensaios de carga da ponte Dona Ana e dos seus viadutos e acesso. Estes ensaios tiveram como objetivo validar os modelos de cálculo elaborados e estudar o comportamento das estruturas quando solicitadas por sobrecargas significativas, de modo avaliar as suas condições de serviço. Nesta fase foi ainda realizada a inspeção destas estruturas e uma análise preliminar das suas condições de serviço [2], nomeadamente a capacidade para receber comboios de 20,5 tf/eixo.

Numa terceira fase, ainda em 2012, efetuou-se a inspeção e levantamento geométrico de treze pontes da Linha de Sena, concretamente as de maior extensão, localizadas entre o km 228+600, onde se situa a ponte de Nangue, próximo de Caia, e o km 504+560, já não muito distante de Moatize (km 546 + 770) [3].

Na quarta fase do estudo, realizada em 2014, foi efetuada a avaliação da capacidade para receber comboios com 20,5 toneladas por eixo, tendo em conta os fenómenos de fadiga, para as principais pontes metálicas previamente inspecionadas, nas quais se inclui a ponte Dona Ana [4].

Na quinta e última fase realizada em 2016, foi efetuada a avaliação da capacidade resistente de trinta e cinco pontes da Linha de Sena, situadas entre Mutarara e Moatize, para receberem comboios com

26 toneladas por eixo [5], no âmbito de um estudo efetuado para um acesso portuário alternativo.

Nos estudos realizados foi contemplado o problema da fadiga nas pontes metálicas, tendo-se em consideração o tráfego que já circulou nesta linha e também os volumes de tráfego previstos para o futuro.

Metodologias utilizadas na análise da 2 seguranca das obras

Na definição das metodologias utilizadas na avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes teve-se em consideração a regulamentação nacional, designadamente o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [6] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [7], os Eurocódigos e ainda o preconizado no documento "Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life" [8], do Joint Research Centre, da Comissão Europeia.

2.1 Ações consideradas

Na análise da segurança estrutural, utilizaram-se dois tipos de comboio de carga, um constituído por vagões HL6 rebocados por locomotivas GE GT26 (Figura 1) e outro constituído por vagões CC5 rebocados por locomotivas GE Dash9 (Figura 2).



Figura 1 Geometria e peso por eixo das locomotivas GE GT26 e vagões HL6

O peso total e por eixo das locomotivas GE GT26 é, respetivamente, de 122,5 tf e 20,42 tf. Os vagões HL6 têm um peso total de 82 tf, quando carregados e de 19 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 70,9 m³. Dado que estes vagões têm quatro eixos, o peso por eixo, guando carregados, é de 20,5 tf enguanto, guando vazios, é de 4,75 tf.







Par de vagões CC5, CC7, CC8 ou CC11

Peso carregado: 104 tf Peso vazio: 20 tf Volume: 85,66 m³





Figura 2 Geometria e peso por eixo das locomotivas Dash 9 e vagões CC5

No caso dos comboios rebocados por locomotivas Dash 9, o peso total e por eixo das locomotivas é, respetivamente, de 171,2 tf e 21,4 tf. Os vagões CC5 têm um peso total de 104 tf, quando carregados e de 20 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 85,66 m³. O peso por eixo destes vagões, quando carregados, é de 26 tf e quando vazios de 5 tf.

No caso das pontes metálicas os esforços foram calculados com base na análise dinâmica das estruturas efetuada de acordo com a NP EN 1991-2. No caso das pontes de betão armado foi efetuada uma análise estática tendo em conta os coeficientes dinâmicos definidos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, uma vez que as incertezas associadas às características das estruturas não justificam uma análise mais detalhada.

Em relação às sobrecargas ferroviárias foi também tida em conta a respetiva força de arranque e frenagem.

Para o cálculo das cargas permanentes considerou-se:

- $\gamma_{betao} 25 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{aco} 78 \text{ kN/m}^3;$
- $\gamma_{balastro} 15 \text{ kN/m}^3;$
- altura de balastro 35 cm;
- armamento de via com travessas de betão 3,9 kN/m; armamento de via com travessas de madeira – 3,1 kN/m.

O valor adotado para o peso volúmico do balastro corresponde ao valor medido à saída da pedreira utilizada para o seu fornecimento, afetado de um coeficiente para ter em conta a sua compactação em obra. Relativamente ao armamento de via, os valores adotados resultam dos materiais e equipamentos efetivamente aplicados.

Relativamente à majoração de ações utilizou-se um coeficiente de 1,35 para as cargas permanentes e de 1,5 para as ações variáveis.

Na redução dos valores resistentes das secções das pontes metálicas foram utilizados os coeficientes parciais de segurança $\gamma_{M0} = 1,0$ e $\gamma_{M1} = 1,1$, de acordo com a norma NP EN 1993-2.

2.2 Pontes de betão armado

A avaliação da capacidade resistente das pontes de betão armado foi efetuada utilizando os critérios definidos no Eurocódigo 2 [9], no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [7] e no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

A quantificação das armaduras foi efetuada com base no observado em dois tabuleiros de betão armado, com vãos de 13,5 m (Figura 3) e de 8,0 m (Figura 4), que se encontravam destruídos e que tinham sido substituídos por tabuleiros metálicos. Com base no observado nestes tabuleiros foi possível verificar que a percentagem de armadura longitudinal existente era de 0,70%.



Figura 3 Características da antiga ponte do km 451+400



Figura 4 Características da antiga ponte do km 460+940

Relativamente às armaduras de esforço transverso, tendo em conta que o esforço transverso resistente $(V_{_{Rd}})$ é calculado somando o valor do termo corretor relativo ao betão $(V_{_{cd}})$ com o valor da resistência das armaduras de esforço transverso $(V_{_{Wd}})$ e tendo-se verificado que a relação entre $V_{_{Wd}}$ e $V_{_{cd}}$ era de cerca de 2,30, nos tabuleiros destruídos, considerou-se que $V_{_{Rd}}$ seria aproximadamente igual a 3,30 × $V_{_{cd}}$ para efetuar a determinação dos esforços transversos resistentes.

Sabendo-se que estas pontes foram construídas entre 1939 e 1949, e desconhecendo-se quer a classe do aço das armaduras utilizadas, quer a resistência do betão à compressão, a relação entre os esforços atuantes e resistentes foi estimada considerando que o aço utilizado era da classe A235 e o betão da classe C12/15.

2.3 Pontes metálicas

Tal como para as pontes de betão armado, a verificação da segurança estrutural das pontes metálicas foi efetuada segundo os critérios definidos no Eurocódigo 1 [10] e no Eurocódigo 3 [11], [12], [13] e [14].

Em relação às pontes metálicas importa referir que, para além das verificações em relação aos estados limites últimos de resistência, foram também efetuadas verificações em relação aos estados limites últimos de fadiga. Nos pontos 2.3.1 e 2.3.2 apresentam--se, resumidamente, as metodologias utilizadas para efetuar as verificações em relação a estes dois estados limites.

Nas pontes metálicas considerou-se o valor de 200 MPa para a tensão de cedência (f_y) do aço, o qual corresponde a um limite inferior das tensões de cedência habitualmente adotadas nas verificações da segurança de estruturas contemporâneas das inspecionadas.

2.3.1 Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência

Na verificação de segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência foram tidas em conta as ações relativas a cada um dos comboios já referidos no ponto 2.1.

No que respeita à quantificação das ações variáveis, definiram-se dois tipos de comboio de carga, um rebocado por locomotivas GE GT26 (Figura 1) e outro por locomotivas GE Dash9 (Figura 2). Para cada um destes tipos de comboio foram obtidas envolventes de esforços para as diversas estruturas.

As envolventes dos esforços de cálculo atuantes foram calculadas relativamente ao esforço normal (N_{sd}), ao momento fletor em torno do eixo de maior inércia (M_{ysd}) e ao esforço transverso na direção vertical (V_{ca}).

Na análise da resistência das secções foram efetuadas as verificações dispostas na norma NP EN 1993-2, mais especificamente as verificações em relação ao esforço normal $(N_{sd} / N_{pl,Rd})$, ao momento fletor (M_{sd} / M_{Rd}) , ao esforço transverso, à encurvadura da alma $(Shear_b)$ e à encurvadura para elementos com flexão composta $(N^* / M^*)_b$.

Da análise efetuada concluiu-se que todas a pontes metálicas verificavam a segurança estrutural em relação ao Estado Limite Último de Resistência.

2.3.2 Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de fadiga

Para a avaliação da resistência em relação aos Estados Limites Últimos de Fadiga utilizou-se o disposto nas normas NP EN 1993-1-9 e NP EN 1993-2, tendo-se ainda recorrido à NP EN 1991-2 para a determinação da influência de fatores que afetam o comportamento dinâmico.

A avaliação da resistência à fadiga consiste, resumidamente, na comparação da variação das tensões atuantes, nos vários elementos

da estrutura, devidas à passagem de um comboio, com os respetivos valores de resistência à fadiga para um determinado tipo de categoria de pormenor construtivo, que é definido em função do tipo de ligação ou do elemento utilizado [15].

Neste estudo a determinação da resistência à fadiga das pontes metálicas foi efetuada utilizando o método do dano acumulado que se rege pela regra de Palmgren-Miner a qual se baseia no somatório dos danos referentes a cada classe de variação de tensão, de acordo com a equação (1).

$$D_d = \sum_i \frac{n_i}{N_{Ri}} = \frac{n_1}{N_{R1}} + \frac{n_2}{N_{R2}} + \frac{n_3}{N_{R3}} + \frac{n_4}{N_{R4}} \dots \frac{n_i}{N_{Ri}} \le 1$$
(1)

em que n_i representa o número de ciclos de uma classe de variação de tensão (Figura 5), e N_{Ri} o número máximo de ciclos obtido, em função da classe de amplitude de tensões ($\Delta \sigma_i$), através das curvas de resistência representadas na Figura 7.



Figura 5 a) Historial de tensões; b) Espetro de tensões

A determinação dos espetros de tensões para cada uma das secções transversais das diversas pontes foi efetuada com base na contagem de ciclos, pelo Método da Gota de Água (Figura 6), tendo-se para tal desenvolvido um programa de cálculo automático.



Figura 6 Diagrama do Método da Gota de Água

Em função de um determinado pormenor estrutural é definida uma categoria de pormenor à qual está associada uma curva de resistência à fadiga [14]. Relativamente ao caso prático aqui apresentado foi necessário adotar duas categorias de pormenor estrutural distintas, uma para as pontes com elementos rebitados e outra para pontes com elementos soldados. No caso de pontes com elementos rebitados, tais como a ponte Dona Ana e os seus viadutos de acesso, foi adotada a categoria de pormenor 80 associada ao detalhe estrutural "Ligação de simples sobreposição e parafusos injetados não pré-esforçados", visto ser a mais adequada. Para as restantes pontes foi adotada a categoria de pormenor 100 associada ao detalhe estrutural "Soldadura manual, automática ou totalmente mecânica ...", que é a mais baixa para perfis soldados, com soldadura contínua. A categoria de pormenor 80 apresenta um valor de resistência à fadiga de 80 MPa aos 2 milhões de ciclos e um valor limite de truncatura de 32,4 MPa. A categoria de pormenor 100 apresenta um valor de resistência à fadiga de 100 MPa aos 2 milhões de ciclos e o seu limite de truncatura é de 40,5 MPa.





As curvas de resistência à fadiga são ainda afetadas por um coeficiente parcial de segurança que é função do tipo de método de verificação adotado (NP EN 1993-1-9). Neste caso foi escolhido o "Método do tempo de vida garantido" que procura assegurar, com uma fiabilidade aceitável, um comportamento satisfatório, sem necessidade de definir um plano de manutenção ou inspeção. A escolha deste método, conjugado com a assunção de que uma eventual rotura terá consequências importantes, designadamente a impossibilidade de utilização da infraestrutura, implica a utilização de um fator de redução da resistência de 1,35. Como resultado as

curvas resistência à fadiga passam as ter os valores indicados na Figura 7, representados pela série a vermelho.

A necessidade de efetuar a análise dinâmica do comportamento estrutural depende de diversos fatores, tais como, a velocidade do tráfego, as frequências próprias da estrutura e o seu coeficiente de amortecimento. Os critérios utilizados para se verificar essa necessidade encontram-se definidos no ponto 6.4.4 da NP EN 1991-2 e encontram-se sistematizados no fluxograma apresentado na Figura 8.

Nesta figura está representado o processo de decisão utilizado para determinar a necessidade de efetuar a análise dinâmica das estruturas abrangidas por este estudo. Os dois primeiros critérios são iguais para todas as pontes, visto que a velocidade de projeto é igual a 72 km/h e também porque se trata de estruturas simplesmente apoiadas.

O terceiro critério depende da frequência do primeiro modo vertical de vibração (n_0) e do comprimento do vão (L). Neste caso devem ser cumpridos os limites indicados na Figura 6.10 da NP EN 1991-2.

Na Figura 8 encontra-se representado a amarelo o percurso de decisão correspondente à avaliação das vigas treliçadas e a vermelho o percurso de decisão correspondente à avaliação das pontes constituídas por vigas retas de alma cheia. A diferença entre os dois percursos reside no facto de, nas vigas treliçadas, a frequência do primeiro modo de torção n_{τ} ser inferior a 1,2 vezes a frequência do primeiro modo de flexão n_{o} . Em resultado desta análise, concluiu-se ser necessário efetuar a análise dinâmica de todas as pontes.



Figura 8 Fluxograma para avaliar a necessidade de realizar uma análise dinâmica

Em função das características das estruturas e das ações existentes verificou-se ser necessário realizar uma análise dinâmica para todas as estruturas. O amortecimento estrutural tem bastante influência no pico de resposta de uma estrutura durante a passagem de tráfego com velocidades correspondentes ao carregamento de ressonância [6]. Deste modo foram determinados os coeficientes de amortecimento para as várias estruturas. Este valor foi tomado como 0,5% para estruturas com vão superior ou igual a 20,0 m e para os restantes casos foi determinado de acordo com o Quadro 6.6 da NP EN 1991-2.

Para ter em conta a resposta dinâmica da estrutura face à passagem de um comboio de cargas, recorreu-se a uma análise linear do tipo *Time History Analysis* cuja resolução assentou no método da sobreposição modal. Na discretização da carga adotou-se um intervalo de tempo igual a 0,02 s, permitindo deste modo identificar as variações de tensão a que as estruturas em causa estão sujeitas. O fator de amortecimento utilizado em cada um dos modelos é função do vão de cada uma destas estruturas.

Como referido, o coeficiente de dano acumulado permite caracterizar a resistência à fadiga das pontes metálicas. Para tal foram determinadas séries temporais de tensões com recurso ao programa SAP2000.

Na verificação da resistência à fadiga calcularam-se as variações das tensões normais e das tensões de corte das secções transversais. No caso das tensões normais devidas à flexão nos perfis em "/", determinou-se o seu valor na fibra extrema mais tracionada, admitindo uma distribuição de tensões em regime elástico. Quanto às tensões de corte, o seu valor máximo verifica-se no centro de gravidade da secção transversal, tendo-se admitido igualmente uma distribuição elástica. Deve referir-se que, no caso das pontes com elementos rebitados, para a determinação de tensões devidas à flexão e ao esforço normal, consideraram-se valores da inércia e da área inferiores aos correspondentes às secções brutas, para serem tidos em conta os orifícios de passagem dos rebites.

Em relação às vigas treliçadas da ponte Dona Ana, efetuou-se uma análise preliminar que consistiu na determinação das barras que se encontram sujeitas às maiores variações de tensão, para cada tipo de secção transversal. Nesse sentido aplicou-se uma carga móvel, composta por um comboio de vinte vagões e, tirando partido da simetria das pontes, determinaram-se as tensões em metade dos elementos das estruturas. As longarinas mais esforçadas correspondem às situadas junto ao meio vão dos tabuleiros. No caso das carlingas, as mais esforçadas situam-se sobre os apoios.

A determinação das tensões nas vigas treliçadas compreendeu o cálculo de tensões normais devidas a esforços de tração nos elementos da corda inferior, diagonais e montantes, de tensões normais devidas a esforços de flexão, e de tensões de corte na alma, devidas ao esforço transverso, nas carlingas e longarinas.

Na Figura 9 apresentam-se os historiais de tensões para vários elementos da corda inferior e das diagonais e montantes. Nestes gráficos verifica-se que a variação das tensões devidas à entrada do comboio na ponte, ou à sua saída, pode ser muito superior à variação que resulta da passagem sucessiva dos eixos sobre um dado elemento estrutural, dependendo de os elementos serem ou não diretamente carregados.

A partir da análise deste tipo de figuras é possível verificar que a passagem dos sucessivos eixos dos vagões não provoca variações de tensão superiores ao limite de truncatura (24 MPa).



Figura 9 Historial de tensões nas barras da viga de 50 m

Da análise preliminar verificou-se que as barras sujeitas a maiores variações de tensões são as representadas a vermelho na Figura 10, tendo-se efetuado a verificação da resistência à fadiga somente nestas barras.



Figura 10 Elementos mais solicitados nas vigas treliçadas

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 11 um historial de tensões normais na secção de meio vão para uma ponte com 10,77 m de comprimento. Nesta figura encontram-se duas séries temporais, uma em que o comboio circula com os vagões cheios (linha vermelha) e a outra com os vagões vazios (linha azul).

Relacionado com o historial de tensões da Figura 11 está o histograma de tensões (Figura 12) que caracteriza o número de ciclos associado a cada variação de tensão e a partir do qual é possível determinar o valor do dano acumulado em conjugação com a curva de resistência à fadiga. Na Figura 12, o limite de truncatura (30 MPa), para esta ponte, encontra-se representado pela linha vertical a traço interrompido, indicando o valor abaixo do qual as variações de tensões não causam dano. Através da análise do histograma de tensões é possível verificar que grande parte do

dano associado à passagem de um comboio se deve às variações de tensão provocadas pela passagem dos vagões cheios. Por outro lado, o dano associado à passagem do comboio com os vagões vazios está principalmente relacionado com a passagem das locomotivas, já que as variações de tensão referentes aos vagões vazios se situam abaixo do limite de truncatura.









Definidas as diversas estruturas e os comboios de carga determinou--se o dano acumulado (D_d) associado à passagem de um comboio com os vagões cheios e ao seu regresso com os vagões vazios.

3 Levantamento geométrico e modelação estrutural da ponte Dona Ana

3.1 Levantamento geométrico da ponte Dona Ana

A ponte Dona Ana, incluindo os seus viadutos de acesso, tem um comprimento total de 3680 m, e localiza-se entre as vilas de Sena e de Mutarara, respetivamente nas margens sul e norte do rio Zambeze. Esta ponte é constituída por um conjunto de estruturas metálicas, simplesmente apoiadas, com elementos metálicos, de aço, ligados por rebites. Os viadutos de acesso são constituídos por vigas de alma cheia e a ponte por vigas treliçadas (Figura 13).

A Ponte Dona Ana apresenta a seguinte constituição:

- Viaduto Sul (Sena): 48 tramos de 9,70 m, 7 tramos de 12,10 m, e 1 tramo de 12,50 m;
- Ponte sobre o rio Zambeze: 7 tramos de 50,30 m e 33 tramos de 80,00 m;
- Viaduto Norte (Mutarara): 6 tramos de 20,0 m.



Figura 13 Vistas da Ponte Dona Ana e viadutos de acesso

Dada a grande extensão da obra de arte, o levantamento geométrico da ponte Dona Ana foi feito exaustivamente num tramo de cada tipo. No caso do viaduto Sul este foi efetuado em três tramos, com vãos diferentes. Para confirmar os dados obtidos foi realizada ainda uma verificação aleatória ao longo de toda a ponte.

3.2 Modelação estrutural da ponte Dona Ana

Para efetuar a análise de comportamento estrutural e a verificação das condições de serviço da Ponte Dona Ana, elaboraram-se modelos

numéricos, tendo-se para tal utilizado o programa SAP2000.

Os modelos de elementos finitos foram construídos com base nas características geométricas obtidas no levantamento efetuado, tendo sido realizados ensaios de carga para aferir os modelos numéricos elaborados (Figura 14).



Figura 14 Modelos de um tramo do viaduto Norte e da viga de 80 m

4 Inspeção e ensaio de carga da ponte Dona Ana

4.1 Inspeção da ponte Dona Ana

Durante a inspeção observaram-se os diversos componentes que fazem parte desta obra de arte. Com base nas anomalias encontradas definiram-se os trabalhos de manutenção e reparação necessários, tendo-se igualmente definido a periodicidade com que devem ser feitas as inspeções e os pontos relativamente aos quais é essencial ter um especial cuidado, de modo a garantir um despiste eficaz de eventuais anomalias que possam surgir [3].

4.2 Ensaio de carga da ponte Dona Ana

4.2.1 Cargas de ensaio

Os comboios de carga utilizados nos ensaios da ponte Dona Ana eram formados por duas ou três locomotivas GE GT 26 – CU2 e por pares de vagões HL6 (Figura 1). Nos diversos ensaios, utilizaram-se diferentes geometrias de acoplamento das locomotivas, tendo-se também utilizado quer vagões carregados, quer vagões vazios [4].

4.2.2 Aparelhagem de medida

Durante os ensaios estáticos mediram-se deslocamentos verticais em diversas secções, com recurso a transdutores de deslocamentos potenciométricos e também por meio de um sistema de nivelamento hidrostático. Os transdutores utilizados na medição de deslocamentos verticais do tabuleiro foram ligados a uma subunidade de aquisição destinada não só à sua leitura, mas também ao armazenamento dos valores com eles obtidos. Esta subunidade de aquisição era programada e controlada a partir de um computador portátil (Figura 15).



Figura 15 Equipamento de leitura utilizado nos ensaios

4.2.3 Resultados obtidos no ensaio de carga

Durante os ensaios realizados efetuou-se o carregamento dos tramos com as diversas tipologias existentes e procedeu-se à comparação entre os valores medidos e os valores calculados. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 16 os valores medidos e estimados para a sexta posição de carga de uma viga treliçada com 80 m.



Figura 16 Posição de Carga 6 de uma viga com 80 m

Os resultados obtidos nos ensaios de carga, juntamente com as verificações de segurança estrutural efetuadas, permitiram concluir que a estrutura oferecia as condições de segurança necessárias para a circulação de comboios com a geometria e cargas que circulavam sobre a ponte, designadamente locomotivas com pesos totais inferiores a 126 tf, ao que corresponde um peso por eixo não superior a 21 tf e vagões HL6, com peso máximo por eixo de 20,5 tf, não se tendo detetado elementos estruturais particularmente vulneráveis a problemas de fadiga.

5 Inspeção e levantamento geométrico de pontes da Linha de Sena

O LNEC efetuou a inspeção principal de treze pontes, da Linha de Sena, em Moçambique, tendo seguido o procedimento adotado para o Sistema de Gestão da Conservação de Obras de Arte da IP -Infraestruturas de Portugal, SA. Em resultados das inspeções efetuadas classificaram-se os diversos componentes, e a obra no seu geral, quanto aos estados de manutenção e de conservação, tendo-se igualmente definido os trabalhos de manutenção e de reparação necessários.

Dado que durante as inspeções se aproveitou para efetuar o levantamento geométrico dos tabuleiros, foi possível efetuar a modelação estrutural destas obras, o que permitiu realizar posteriormente a análise das suas condições de serviço, que se apresenta nos pontos 6 e 7 deste artigo.

6 Avaliação da capacidade de pontes da Linha de Sena para receberem comboios de 20,5 toneladas/eixo

A partir dos dados geométricos recolhidos durante as inspeções realizadas nas pontes efetuou-se uma avaliação da sua capacidade resistente para receberem comboios de 20,5 tf por eixo [2], [4].

Relativamente à ponte Dona Ana apurou-se que o comportamento das vigas treliçadas é bastante bom em relação a fenómenos de fadiga, apresentando valores de dano muito reduzidos. Verificou-se que os valores de dano são mais elevados nos elementos transversais visto que estão sujeitos a maiores variações de tensão normal do que os restantes elementos da treliça. Verificou-se igualmente que o dano relacionado com tensões de corte é inexistente.

No caso dos viadutos de acesso à ponte Dona Ana e das restantes pontes metálicas, constituídas por vigas de alma cheia, obtiveram--se valores de dano superiores aos calculados para os elementos das treliças, devido à ocorrência de maiores variações de tensão. Tomando como exemplo os dois viadutos desta ponte, verificou-se que o tramo com vão menor, situado do lado de Sena (12,50 m), apresenta um valor de dano acumulado superior ao obtido para o Viaduto de Mutarara (20,0 m), o que se deve ao facto de o tramo do Viaduto de Sena permitir acomodar menos eixos do comboio, do que resultam maiores variações de tensão. Estes resultados devem--se ao facto de as variações de tensão estarem relacionadas com o comprimento do vão e com a distância entre os eixos do comboio.

Deste modo foi possível concluir que, relativamente à ponte Dona Ana e às restantes pontes metálicas situadas entre Caia e Sena, na maior parte dos casos o seu comportamento era satisfatório, apresentam as condições de segurança necessárias à circulação de comboios com 20,5 tf/eixo, o que é reforçado pelo facto de não se terem detetado, durante as inspeções efetuadas a estas pontes, danos de natureza estrutural. Existem, no entanto, algumas pontes em relação às quais os horizontes temporais estimados para o aparecimento de danos relacionados com a fadiga foram inferiores a 50 anos, o que poderá obrigar ao seu reforço ou substituição próximo do ano de falha, podendo essa tomada de decisão ser auxiliada pela implementação de planos periódicos de manutenção e de inspeção.

7 Avaliação da capacidade de pontes da Linha de Sena para receberem comboios de 26 toneladas por eixo

Na última fase do trabalho, o LNEC efetuou a avaliação da capacidade resistente de trinta e cinco pontes da linha de Sena, para receberem vagões com 26 tf/eixo. Estas pontes situam-se entre Mutarara e Moatize [5].

Neste estudo foi contemplado o problema da fadiga nas pontes metálicas, tendo-se em consideração o tráfego que já circulou nesta linha e também os volumes de tráfego previstos para o futuro, de modo a poder estimar os horizontes temporais para o aparecimento de problemas de fadiga.

Tal como se referiu no ponto 1, o troço onde se situam as pontes em causa foi construído entre 1939 e 1949, sendo portanto mais recente do que os restantes troços da linha de Sena. Neste troço as pontes foram genericamente construídas em betão armado, embora existam sete pontes metálicas que substituíram as estruturas originais.

7.1 Ações consideradas

No cálculo dos esforços, para além das cargas permanentes, tiveram-se em conta as sobrecargas ferroviárias correspondentes a comboios constituídos por locomotivas GE GT26 (20,4 tf/eixo) e vagões HL6 (20,5 tf/eixo) e também a comboios constituídos por locomotivas GE Dash 9 (21,4 tf/eixo) e vagões CC5 (26 tf/eixo).

Os comboios considerados no cálculo tinham 2,5 km de extensão e eram compostos por:

- 2 locomotivas GE GT26 + 90 vagões HL6 + 2 locomotivas GE GT26 + 90 vagões HL6 + 2 locomotivas GE GT26 (11 340 tf de carvão);
- 2 locomotivas GE Dash 9 + 98 vagões CC5 + 2 locomotivas GE Dash 9 + 98 vagões CC5 + 2 locomotivas GE Dash 9 (16 464 tf de carvão).

7.2 Análise de pontes de betão

Para efetuar a análise estrutural das pontes de betão recorreu-se à modelação destas obras com base nos dados recolhidos durante as inspeções efetuadas pelo LNEC em 2012 (Figura 17).

No caso dos tabuleiros de betão, verificou-se que as percentagens das armaduras existentes eram superiores às das armaduras necessárias à passagem de comboios com 26 tf/eixo.

Com efeito, na época da construção da linha, o dimensionamento das secções de betão armado era efetuado por tensões de segurança, sendo as tensões máximas admissíveis muito inferiores às hoje adotadas. Pode, por exemplo, referir-se que no Regulamento Português do Betão Armado, de 1935 [16], preconizava-se para a resistência à compressão do betão, para pontes de caminho de ferro, o valor de 50 kgf/cm².

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira, Tiago Coelho, Francisco Asseiceiro



Figura 17 Ponte do km 333+300: Exemplo do modelo e de um resultado obtido

7.3 Análise de pontes metálicas

Tal como para as pontes de betão armado, a modelação estrutural das pontes metálicas foi efetuada com base nos dados recolhidos durante as inspeções efetuadas pelo LNEC. Na modelação destas estruturas foram definidas vigas simplesmente apoiadas utilizando elementos finitos de barra (Figura 18).



Figura 18 Modelo genérico de elementos finitos para estruturas metálicas

As verificações de segurança para as pontes metálicas foram feitas em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência (ELU) e aos Estados Limites Últimos de Fadiga (ELU Fadiga), de acordo com as metodologias respetivamente referidas nos pontos 2.3.1 e 2.3.2. Para realizar estas verificações considerou-se que o volume transportado entre 2009 e 2013 foi de 3 Mton/Ano e entre 2014 e 2019, 6 Mton/ Ano.

Através do dano referente à passagem de cada comboio, estimado a partir das tensões normais e tendo em consideração a estratégia prevista para o transporte de carvão, foi possível estimar o período de vida das estruturas em relação a fenómenos de fadiga, o número total de passagens de cada comboio e ainda o volume total transportado de carvão.

Foram igualmente determinados os danos associados às tensões de corte, tendo-se definido a categoria de pormenor 100 associada a tensões de corte nas almas. Dos resultados obtidos para ambos os comboios verificou-se que os valores de dano são inferiores a 0,04E-06 não sendo por isso condicionantes.

8 Conclusões

As metodologias utilizadas mostraram-se adequadas tendo permitido esclarecer as questões relacionadas com a segurança estrutural das obras de arte estudadas, da Linha de Sena.

Relativamente à ponte Dona Ana e às restantes pontes metálicas situadas entre Sena e Caia, para as quais se prevê apenas a passagem de comboios até 20,5 tf/eixo, concluiu-se que reúnem as condições necessárias à circulação ferroviária, devendo ter-se em atenção os horizontes temporais estimados para o eventual aparecimento de problemas de fadiga que, no caso de algumas das pontes, poderá obrigar ao seu reforço ou substituição, de modo a garantir o funcionamento destas estruturas sem que surjam danos num horizonte temporal não inferior a 50 anos. Presume-se que este reforço ou substituição só venha a ser necessário no período próximo do ano de falha de cada uma das estruturas em causa, podendo essa tomada de decisão ser auxiliada pela implementação de planos periódicos de manutenção e de inspeção.

Relativamente às pontes situadas entre Mutarara e Moatize, os dados existentes indiciam que os tabuleiros de betão armado estudados permitem a utilização da linha por comboios com 26 tf/eixo.

Os requisitos de armadura, para as pontes relativamente às quais não foi possível efetuar a sua quantificação, são aceitáveis e consentâneos com os observados nas pontes onde foi possível efetuar a medição dos varões utilizados.

Tendo em conta os resultados obtidos nas verificações da segurança estrutural, concluiu-se que, para além de ser necessário efetuar inspeções periódicas a estas obras, convém observar o seu comportamento *in situ* sob a ação de cargas crescentes, dadas as incertezas que resultam do facto de esta avaliação ter sido realizada sem ter sido possível obter a totalidade dos dados referentes a algumas destas obras.

No que diz respeito às estruturas metálicas igualmente situadas entre Mutarara e Moatize, concluiu-se ser satisfatória a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência, para ambos os tipos de comboio.

No que concerne as verificações efetuadas em relação aos estados limites últimos de fadiga pôde concluir-se que a utilização de comboios com 26 tf/eixo abrevia a vida útil destas estruturas, podendo tal facto vir a ser melhorado se forem efetuados reforços, com o objetivo de aumentar a inércia, nas zonas das vigas onde se verificam as maiores variações de tensão.

Metodologias para avaliação da segurança estrutural de obras de arte existentes – Aplicação ao caso da reabilitação da Linha de Sena Paulo Silveira, Tiago Coelho, Francisco Asseiceiro

Agradecimentos

Agradece-se à empresa Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique – CFM todo o apoio logístico dispensado e a disponibilização das cargas utilizadas nos diversos ensaios.

Referências

- Oliveira, A.; Xu, M.; Silveira, P. Levantamento Geométrico e Modelação Estrutural da Ponte Dona Ana, sobre o Rio Zambeze, em Moçambique. Relatório 123/2012-NOE, LNEC, 2012.
- [2] Silveira, P.; Xu, M. et al. Estudo sobre as condições de serviço da ponte ferroviária de Dona Ana, sobre o rio Zambeze, em Moçambique. Relatório 143/2012 – DE/NOE, LNEC, 2012.
- [3] Silveira, P.; Oliveira, A. Relatório de síntese das inspeções de pontes efetuadas, em setembro de 2012, na linha de Sena, em Moçambique. Relatório 262/2012 – DE/NOE, LNEC, 2012.
- [4] Siveira, P.; Coelho, T. Avaliação da resistência à fadiga em pontes metálicas da linha de Sena, em Moçambique. Relatório 271/2014 – DE/NOE, LNEC, 2014.
- [5] Silveira, P.; Coelho, T. Avaliação da capacidade resistente de pontes da linha de Sena para circulação de comboios com 26 toneladas por eixo. Relatório 223/2016 – DE/NOE, LNEC, 2016.
- [6] RSA Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. INCM, 1983.
- [7] REBAP Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. INCM, 1984.
- [8] Kuhn, B. et al. Assessment of Existing Steel Structures Recommendations for Estimation of the Remaining Fatigue Life.
- [9] NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios. IPQ 2010.
- [10] NP EN 1991-2 Eurocódigo 1: Acções em estruturas Parte 2: Acções de tráfego em Pontes. IPQ, 2008.
- [11] NP EN1993-1-1 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ, 2008.
- [12] NP EN1993-1-5 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 1-5: Elementos estruturais em placa. CEN, 2004.
- [13] NP EN 1993-2 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 2: Pontes metálicas. IPQ, 2009.
- [14] NP EN1993-1-9 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço Parte 1-9: Fadiga. CEN, 2003.
- [15] Ribeiro, D. Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade. FEUP, 2004.
- [16] Regulamento do Betão Armado. 1935.

n

Implementação de amortecedores de líquido sintonizado na mitigação de vibrações em estruturas: Orientações práticas

Implementation of tuned liquid dampers for vibration mitigation in structures: Practical guidelines

Maria João Falcão Silva

Resumo

Neste trabalho é proposta uma metodologia simplificada para o dimensionamento e implementação de ALS em estruturas novas ou existentes. Propõe-se que as diretrizes para o projeto desses dispositivos sejam baseadas em taxas de eficiência obtidas experimentalmente ou através de simulações numéricas em ferramentas desenvolvidas para o efeito [1]. Para finalizar são tecidas algumas considerações sobre as orientações propostas.

Abstract

In this paper is defined a simplified methodology for the design and implementation of TLDs to new or existing structures. It is proposed that the design guidelines should be based on efficiency rates obtained experimentally or through numerical simulations. By the end of the paper are presented some final remarks about the proposed guidelines.

Palavras-chave: Amortecedores de líquido sintonizado / Sistemas Passivos / / Dissipação de energia / Mitigação de vibrações / / Dimensionamento e implementação Keywords: Tuned liquid dampers / Passive devices / Energy dissipation / / Vibration mitigation / Design and implementation guidelines Implementação de amortecedores de líquido sintonizado na mitigação de vibrações em estruturas: Orientações práticas Maria João Falcão Silva

Maria João Falcão Silva

Bolseira de Pós-Doutoramento Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, Portugal

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.

SILVA, M. J. F. [*et al.*] – Implementação de amortecedores de líquido sintonizado na mitigação de vibrações em estruturas: Orientações práticas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 127-134.

1 Introdução

Nos últimos anos, dispositivos passivos de proteção sísmica tais como amortecedores de líquido sintonizado (ALS) têm recebido atenção suplementar como sendo uma forma simples mas eficiente de reduzir a resposta de estruturas para cargas dinâmicas. No entanto, torna-se cada vez mais importante definir algumas regras para melhorar e agilizar o dimensionamento destes dispositivos para a aplicação em estruturas novas ou existentes.

A interação entre ALS e as estruturas em que se encontram incluídos deve ser avaliada para evitar que durante o seu funcionamento os referidos dispositivos potenciem a obtenção de configurações modais de frequências indesejáveis que podem restringir seriamente o desempenho e a eficácia dos dispositivos, bem como exacerbar determinado comportamento dinâmico no sistema primário cuja vibração dinâmica se pretende mitigar.

Na sequência de estudos anteriores [1], complementados com o trabalho desenvolvido no âmbito de uma tese de doutoramento [2], foi possível comprovar a eficiência de dispositivos do tipo ALS na mitigação de vibrações e propor algumas orientações para o seu projeto e implementação prática em estruturas.

As linhas orientadoras para o dimensionamento adequado de dispositivo ALS devem basear-se em medidas ou índices de eficiência obtidos experimentalmente ou por via de simulações numéricas. Podendo os referidos índices ser definidos baseados na redução de valores de pico, de deslocamento (Ef_desl) ou aceleração (Ef_acel), na redução de valores RMS, de deslocamento (Ef_RMS_desl) ou aceleração (Ef_RMS_acel) e, ainda, redução de valores de pico da função de resposta em frequência (Ef_FRF). Muito embora em termos práticos a redução de um valor de pico seja um parâmetro mais fácil de concretizar, a redução dos valores RMS, seja de deslocamentos ou de acelerações, surge, para as ações sísmicas, como uma medida bastante adequada, uma vez que não dá ênfase a valores de pico isolados atingidos muito pontualmente ao longo da série temporal, mas ao conteúdo energético total da série.

Para além do referido, e uma vez que os ALS serão colocados em sistemas estruturais para mitigação de vibrações induzidas, a interação entre eles deve ser estudada preliminarmente para não se correr o risco de se obterem ajustes entre frequências indesejáveis que possam condicionar gravemente o desempenho e eficácia dos dispositivos, bem como agravar determinados comportamentos dinâmicos observados no sistema em que se encontram incluídos e cujas vibrações dinâmicas se pretende mitigar.

2 Implementação e manutenção de ALS em estruturas reais

A implementação de ALS na mitigação de ações dinâmicas em estruturas reais necessita de considerações cuidadas e de certas restrições de ordem prática ao nível do seu dimensionamento [2].

Mais se adianta que os vários intervenientes no processo (donos das estruturas, os projetistas, os arquitetos e os engenheiros de obra) necessitam de estar sensibilizados e conhecer os riscos associados e os custos envolvidos no processo de escolha e decisão de determinada alternativa disponível para o efeito pretendido, seja ele a proteção contra ventos fortes ou qualquer outra solicitação dinâmica (por exemplo ações sísmicas).

Apesar da necessidade de um dimensionamento, análise, montagem e manutenção cuidados, qualquer que seja o dispositivo escolhido, as vantagens obtidas com a sua implementação são, na grande maioria das vezes, inegáveis, sendo, portanto, uma boa escolha para fazer face às solicitações dinâmicas impostas às estruturas.

Na realidade são vários os fatores que influenciam a seleção de dispositivos dissipadores de energia, e consequentemente ALS, para mitigação de vibrações dinâmicas em estruturas, nomeadamente:

- i. Eficiência dos dispositivos com o mesmo tipo de características ou conjuntos de dispositivos;
- Tamanho dos dispositivos a nível e correspondente grau de compactação, isto é, o número de dispositivos e a sua colocação no local pretendido;
- iii. Capital envolvido, isto é, custo de dimensionamento, construção e montagem;
- iv. Custos operacionais ou de funcionamento, isto é, custos decorrentes da sua operacionalidade durante a vida útil da estrutura em que se encontram implementados;
- Custos de manutenção, que incluem inevitavelmente todo o trabalho relacionado com as reparações a efetuar ao longo dos anos sobre os dispositivos individuais ou sobre conjuntos de dispositivos;
- vi. Condições de segurança estrutural e não-estrutural;
- vii. Grau de fiabilidade do tipo de dispositivos implementados.

Na implementação e manutenção de ALS, deverão ser observados os aspetos que se passam a enumerar.

2.1 Localização

Os dispositivos de mitigação de vibrações do tipo ALS devem ser colocados em zonas de fácil acesso, devendo necessariamente ser deixados caminhos de circulação de dimensões razoáveis que permitam fácil acessibilidade em qualquer circunstância.

Independentemente de a localização definida pela análise de dimensionamento ser nos pisos inferiores, intermédios ou mais elevados da estrutura, os dispositivos devem ser colocados em compartimentos fechados e vedados de forma a garantir a sua estanquidade, manutenção do nível do fluido no interior do dispositivo ou evitar a infiltração de águas pluviais.

A fixação dos dispositivos poderá ser feita diretamente não só a lajes, e elementos horizontais, mas também, em determinadas situações particulares, a elementos verticais.

Na proximidade das zonas destinadas à colocação de dispositivos de mitigação de vibrações do tipo ALS, deverá ser garantida a existência de pontos de abastecimento de água e escoamento de esgoto, para permitir assegurar, em qualquer altura e com a rapidez necessária, o ajuste do nível do líquido de amortecimento.

2.2 Solução construtiva

Em termos de solução construtiva, deve ser adotada uma construção do tipo modular, isto é, pequenos elementos individuais de frequências de funcionamento facilmente ajustáveis à frequências dos sistemas estruturais cujas vibrações dinâmicas se pretende mitigar.

O agrupamento dos módulos indicados permite a obtenção das relações de massa pretendidas e definidas como ideais para cada caso específico.

Os dispositivos ALS modulares deverão ser arrumados e acoplados em estruturas de suporte do tipo estantes ou bastidores metálicos, devendo ser garantida a correta fixação entre a estrutura de suporte e o sistema estrutural principal. No caso das estruturas de suporte, as zonas de ligação deverão ser dimensionadas e verificadas para os esforços que surgem em presença de ações dinâmicas intensas.

O recurso a uma solução do tipo modular para os dispositivos ALS permite um fácil ajuste da massa de atenuação, retirando ou colocando módulos, conforme pretendido, se se verificar, ao longo da vida útil da estrutura, alguma alteração ao nível das suas características dinâmicas, nomeadamente pelo desgaste de alguns elementos estruturais ou fruto de alguma ação acidental não prevista.

O volume de líquido total a instalar deverá ser dividido em módulos transportáveis, no caso de ser água com um máximo entre 20 e 25 litros, pelo facto de estas quantidades corresponderem a um valor perfeitamente razoável para transporte manual, se necessário. A solução proposta adapta-se sem quaisquer reservas a edifícios preexistentes e novos.

2.3 Material dos dispositivos modulares e estruturas de suporte

O material usado nos dispositivos deverá ser: i) leve e ii) transparente. Leve, por motivos de redução da massa e facilidade do manuseamento para montagem e manutenção. Transparente, por motivos de controlo do nível do líquido de amortecimento e inspeção visual do seu estado de salubridade. Como exemplo de materiais com estas características apontam-se o Acrílico, Perspex e PVC.

As estruturas de suporte deverão ser metálicas com uma esbelteza adequada aos esforços de fixação e pesos globais do conjunto.

Para além do referido, e por uma questão de proteção face às radiações solares que podem danificar o material, dever-se-á acondicionar a estrutura de suporte de proteção. Como exemplo referem-se redes de sombra, amplamente utilizadas em zonas ajardinadas e terraços acessíveis.

2.4 Controlo químico do fluido

Atendendo a que, numa implementação em edifícios, os dispositivos ALS ficarão colocados junto dos utilizadores finais das estruturas em que estarão incluídos, devem ser tidos alguns cuidados com a sua manutenção, nomeadamente ao nível do controlo das propriedades químicas dos fluidos usados no seu interior. O adequado controlo químico do fluido existente no interior dos amortecedores de líquido sintonizado poder-se-á traduzir numa boa relação custo-eficácia dos dispositivos. Tal permitirá que o fluido se mantenha com a qualidade requerida e não acarrete mais um condicionalismo à implementação dos dispositivos convenientemente dimensionados para cada situação específica.

Em termos financeiros, interessa uma solução sustentável desenvolvida, dimensionada e instalada para cada situação, em particular. De facto, esta especificidade pode ser um condicionalismo à implementação deste tipo de medidas de dissipação/mitigação de vibrações.

Tentando alargar o espectro das intervenções ao nível do controlo de qualidade do fluido, pode-se mencionar o desenvolvimento de tecnologias que permitam a desinfestação, oxidação e/ou reciclagem e reutilização do fluido.

Na linha do que foi enunciado, pode-se pensar, por exemplo, na colocação de pastilhas ou outro tipo de elemento que permita a eliminação de partículas em suspensão, pequenos insetos, ou até mesmo pequenos líquenes, algas ou musgos, formados com o passar do tempo.

Porém, atendendo a exigências que possam ser identificadas, nomeadamente ao nível da implementação de ALS a estruturas que apresentem importância comprovada, como instalações industriais ou centrais termoelétricas ou nucleares, deverá efetuar-se um controlo de qualidade ainda mais rigoroso. Nestes casos, soluções que passem por filtração fina, biofiltração e até mesmo tratamento de odores podem ser a alternativa.

3 Regras de dimensionamento de ALS para implementação em estruturas reais

Passa-se a indicar em seguida, de uma forma sumária, algumas disposições que devem ser observadas aquando do dimensionamento, construção e manutenção de dispositivos do tipo ALS para implementação em estruturas reais.

3.1 Tipo de fluido

Desde a sua primeira implementação em estruturas reais, tem sido usual a utilização de água como líquido preferencial em ALS [1]. Foi também observado, na sequência de alguns trabalhos de investigação anteriores, que a utilização de líquidos de viscosidade elevada não oferece vantagens adicionais, quando comparados com a água [3]. De facto, isto acontece porque, para cada uma das diferentes geometrias de dispositivos ALS existe um nível de amortecimento associado, denominado de "amortecimento ótimo". Este "amortecimento ótimo" será responsável por fornecer o nível máximo de redução da resposta estrutural, seja em termos de valores de pico de deslocamentos, acelerações ou RMS. No entanto, em algumas circunstâncias, ultrapassado esse valor de "amortecimento ótimo", nem sempre a elevada viscosidade dos líquidos se revela como efetiva para a mitigação de vibrações [4].

A utilização de fluidos diferentes da água pode acarretar condicionalismos de carácter económico, uma vez que nem sempre

os referidos líquidos apresentam custos tão apelativos como a água corrente, e de carácter ambiental, por serem soluções que envolvem cuidados adicionais em questões relacionadas com o próprio dimensionamento, implementação e manutenção, pelo que a opção pela utilização da água em ALS tem vindo a ser tomada de uma forma continuada em detrimento de outras.

Deve-se tanto quanto possível escolher uma água isenta de impurezas, para que a sua utilização em situações de emergência possa ser efetuada sem qualquer reserva. Para além disso, deve-se garantir a manutenção das suas características pelo maior tempo possível. Esta situação será referida e apresentada mais adiante na presente secção aquando da descrição do controlo químico a efetuar ao fluido no interior dos dispositivos.

3.2 Relação entre massas (µ)

A relação entre massas é definida como a razão entre a massa do(s) dispositivo(s) ALS e a massa do sistema estrutural em que este(s) se encontra(m) incluído(s), revelando-se muito diretamente relacionada com a eficiência pretendida nos dispositivos para um determinado nível de mitigação de vibrações dinâmicas.

Tendo por base estudos anteriores [1] [5], se se pretender que o dispositivo de mitigação de vibrações dinâmicas do tipo ALS apresente uma eficiência de aproximadamente 50%, quando solicitado por ações de período de retorno elevado então é necessário considerar uma relação entre massas entre 1% e 5%. Essa relação é denominada de relação de "massa ótima", por permitir que se obtenha um excelente compromisso entre mitigação de vibrações e a verificação da segurança ao nível dos elementos estruturais. Para este intervalo de relação entre massas, considerando os coeficientes de segurança usados no dimensionamento das estruturas em que se pretende incluir os dispositivos ALS, assume-se que a segurança estrutural se continuará a verificar, mesmo em estruturas que não tenham sido dimensionadas para a componente de carga adicional correspondente aos ALS.

Para além disso, e também justificativos dos valores referidos, consideram-se os resultados obtidos do programa de ensaios experimentais desenvolvido no âmbito de uma tese de doutoramento [2]. Assim, e tendo por base o trabalho referido, verificou-se que, tanto para os ALS com geometria retangular como para os ALS circulares estudados, se assiste a uma melhoria do desempenho com o aumento da relação entre massas.

A título de exemplo referem-se índices de eficiência, em termos de redução da função de resposta em frequência (Ef_FRF), variáveis entre 50% e 90% para ALS retangulares, perfeitamente ajustados, considerando relações entre massas variáveis entre cerca de 3% e 7,5%, e variáveis entre 50% e 75% para ALS circulares, perfeitamente ajustados, considerando relações entre massas variáveis entre 1,25% e 3%. No estudo efetuado [2], e que serviu de base para a definição das regras apresentadas no presente artigo, as relações de massa ensaiadas estiveram intimamente relacionadas com o dispositivo de ensaio adotado para cada caso, razão pela qual apresentam as diferenças verificadas.

Outra questão que se coloca, quando em programas experimentais para determinação da eficiência de ALS, é a verificação da segurança

estrutural, em virtude de o excesso de massa adicional poder condicionar o desempenho da estrutura principal em que os dispositivos se encontram incluídos.

Na maioria dos casos, e por questões de segurança estrutural, não é possível colocar sobre estruturas preexistentes muito mais do que 1-3% da massa total da estrutura, uma vez que, como já referido, as estruturas não foram dimensionadas para contemplar sobrecargas adicionais ao nível dos pisos superiores ou de cobertura, nem tão--pouco nos restantes pisos. Muitas vezes, nos casos referidos, para a adequada utilização de sistemas de proteção do tipo ALS, pode ter de ser necessário associar outras medidas de proteção passiva para garantia da completa segurança estrutural.

É de referir que, no programa experimental realizado [2], como a estrutura de transmissão sobre a qual foram colocados os dispositivos ALS apresentava grande capacidade resistente, a verificação da segurança estrutural foi uma questão que não se colocou, tendo sido possível ensaiar razões entre massas superiores aos valores definidos em estudos anteriores [1] como ótimos e tirar as respetivas conclusões.

Contudo, tem vindo a ser verificado que, em algumas situações, mesmo apenas 1% da massa pode ser suficiente para garantir um nível de mitigação de vibrações, de deslocamentos e de acelerações desejável, traduzindo níveis de eficiência muito aceitáveis.

3.3 Relação entre comprimentos

Define-se como relação entre comprimentos a relação entre duas dimensões nos ALS, sejam elas:

- Desenvolvimento longitudinal ou na direção do movimento preferencial, L, e a largura ou desenvolvimento transversal ou desenvolvimento na direção do menor movimento, b;
- ii. Desenvolvimento longitudinal e altura do fluido em repouso, h;
- iii. Diâmetro da secção circular do dispositivo, 2R, e altura de fluido em repouso.

Destas relações é possível obterem-se diferentes classes que correspondem a diferentes tipos de funcionamento no interior dos dispositivos. Assim, admitindo h/L ou h/2R inferior a valores de 0,15 o funcionamento do fluido no interior dos ALS é semelhante às ondas de águas rasas (shallow water waves) da engenharia costeira, enquanto para valores de h/L superiores a 0,20 o fluido no interior do ALS comporta-se como as ondas de águas profundas (deep water waves) da engenharia costeira [6] [7]. Em alguns casos, na literatura, determinadas teorias de onda preconizam que para h/L ou h/R entre 0,15 e 0,20, se trata de ondas de águas profundas. Outras teorias, pelo contrário, defendem que entre esses valores ainda se está em presença de ondas de águas rasas. Para as diferentes classes obtêm--se diferentes comportamentos característicos e diferentes níveis de mitigação de vibrações. Assim, para as ondas de águas rasas a mitigação de vibrações encontra-se mais associada ao movimento da parcela de água convectiva, enquanto para as ondas de águas profundas a mitigação de vibrações encontra-se mais associada à parcela de água impulsiva [2].

Tendo em conta o trabalho desenvolvido e os resultados experimentais obtidos [2] foi possível definir uma classe de

dispositivos adicional (*shallow-deep*), que congrega características de ambos os casos definidos previamente na literatura. Esta designação permitiu explicar situações anteriormente não definidas que se apresentavam como dúbias e para as quais não existiam resultados experimentais que comprovassem o seu funcionamento.

Dos resultados obtidos [2] ficou claro que a relação entre comprimentos característicos é, sem dúvida, um parâmetro a considerar no dimensionamento deste tipo de dispositivos para posterior implementação na mitigação de vibrações dinâmicas em estruturas.

A verificação da relação entre comprimentos característicos traduz uma regra de grande importância, por se encontrar diretamente relacionada com o ajuste de frequências.

Desta forma, deve-se procurar estabelecer uma relação entre comprimentos característicos que permita alcançar um ajuste de frequências ótimo, conforme será indicado na secção seguinte, para que o funcionamento deste tipo de dispositivo na mitigação de vibrações dinâmicas seja o mais adequado e melhor possível.

3.4 Ajuste de frequências (γopt)

Tipicamente, ajusta-se a frequência fundamental de vibração dos ALS à frequência do modo de vibração da estrutura cujo movimento se pretende controlar. De facto, na maioria dos casos este modo corresponde ao 1º modo de vibração da estrutura ou modo fundamental de vibração da estrutura. O ajuste é feito muito diretamente com base nas dimensões geométricas do dispositivo e na altura de fluido em repouso no interior do recipiente. Considera-se um dimensionamento adequado aquele em que se garanta que o ajuste de frequências é próximo da unidade (0,9 < γ opt < 1,1), para uma razão de massas entre 1% e 5% [1].

Verifica-se, de facto [2], que, de uma maneira geral, os índices de eficiência mais elevados correspondem à ocorrência de uma relação entre frequências em torno do valor unitário.

Observou-se também que o intervalo definido como ótimo nem sempre é o mesmo [2], apresentando dependência direta com o tipo de dispositivo, isto é, se é *shallow, shallow-deep* ou *deep*. Também foram verificados ajustes de frequências fora do limite definido $(0,9 < \gamma \text{opt} < 1,1)$ [2], o que permitiu comprovar que, em determinadas circunstâncias, e desde que não muito afastados do limite atrás definido, é possível reduzir muito consideravelmente as vibrações de sistemas estruturais sujeitos a ações dinâmicas.

Em virtude do tipo de solicitação imposta, unidirecional ou bidirecional, e das suas características geométricas, os ALS podem funcionar em mais do que uma direção em simultâneo, razão pela qual se deve tentar sempre ajustar as suas frequências fundamentais de vibração às frequências de vibração das estruturas em que se encontram incluídos. O ajuste, à semelhança do referido para uma direção apenas, deve ser efetuado para valores próximos da unidade, o que permite ser atingido um nível de eficiência mais elevado na mitigação de vibrações dinâmicas de intensidade variável.

A sintonização da frequência dos ALS à frequência da estrutura principal pode ser efetuada preliminarmente de uma forma aproximada, e ajustar-se *in situ*, aquando da colocação final dos dispositivos na estrutura cuja vibração se pretende mitigar.

3.5 Razão de amortecimento (ζopt)

Para um dispositivo do tipo amortecedor de massa sintonizado (AMS) corrente a razão de amortecimento apresenta-se como linear. No entanto, em ALS simples ou múltiplos o amortecimento varia de uma forma claramente não-linear com a amplitude de excitação [2] [8].

Com base nos resultados das análises propostas e desenvolvidas verificou-se que a otimização do amortecimento apresenta alguma dependência da relação entre massas definida para cada situação, estando, portanto, intimamente relacionada com o descrito em 3.2.

De facto, tendo por base os resultados obtidos, a definição do amortecimento ótimo para implementação em sistemas estruturais reais carece de verificações experimentais preliminares em protótipos análogos aos que se pretenda colocar. Os resultados obtidos permitem a calibração do amortecimento para cada situação específica, tendo em conta a geometria considerada para cada caso particular.

3.6 Número de dispositivos (N)

O número de dispositivos a colocar numa estrutura para mitigação de vibrações dinâmicas tem vindo a ser investigado, tendo sido conduzidos estudos numéricos em conjuntos de ALS simples ou múltiplos e amortecedores de coluna de líquido sintonizado (ACLS) caracterizados por distribuições de massas não uniformes e espaçamento de frequências também não uniforme, obtidos por diferenças consideráveis ao nível das alturas de fluido em recipientes também de geometria diferente [9]. Esses estudos levaram a concluir que tais sistemas passivos não ofereciam grandes vantagens quando comparados com sistemas com distribuição de massas e espaçamentos de frequências uniformes, obtidos pela mesma altura de fluido em recipientes apresentando as mesmas características geométricas.

O número de dispositivos usados em cada estrutura está diretamente relacionado com a relação entre massas e depende de vários fatores, tais como:

- Espaço disponível para colocação do conjunto de dispositivos no sistema estrutural principal;
- ii. Forma geométrica dos dispositivos a implementar;
- iii. Tamanho de cada dispositivo;
- iv. Espaço disponível para circulação e acessibilidade a todos os dispositivos por questões de manutenção.

Em casos em que se opte pela implementação de vários ALS foi mostrado em [1] e comprovado em [2] que o aumento indiscriminado do número de dispositivos nem sempre é garantia de melhoria de desempenho.

O número de dispositivos deverá ser definido em concordância com a relação entre massas especificada e com o ajuste entre frequências pretendido, já que ele próprio também se relaciona indiretamente com a relação entre massas uma vez que esta relação depende da altura de fluido.

3.7 Orientação dos dispositivos

Em estruturas que apresentem diferentes frequências fundamentais nas direções principais, é bastante útil a consideração de alternativas com recurso a ALS de geometria retangular [2]. Nestas situações, a colocação dos dispositivos com uma orientação preferencial, bem como o desenvolvimento de um processo de dimensionamento adequado para as duas dimensões do dispositivo, permite que as frequências fundamentais em ambas as direções possam ser convenientemente ajustadas ou pelo menos aproximadas com um certo rigor. Isto é bastante importante na medida em que a teoria subjacente ao dimensionamento de tanques, estendida aos amortecedores de líquido sintonizado são exatas apenas para tanques sujeitos somente a excitações de carácter unidirecional.

Em estruturas que apresentem a mesma frequência ou valores de frequências fundamentais muito próximos em duas ou mais direções, o recurso a dispositivos com geometria radial, por exemplo ALS circulares, surge como mais adequado, como pode ser verificado e comprovado por estudos numéricos em desenvolvimento em [10].

4 Metodologia simplificada para o dimensionamento de ALS

Tendo em conta estudos desenvolvidos anteriormente [1] [5] e as ferramentas de cálculo desenvolvidas [2] para simulação numérica do comportamento de: i) ALS quando isolados; ii) ALS inseridos em sistemas estruturais existentes de um grau de liberdade e iii) ALS inseridos em sistemas estruturais existentes de mais graus de liberdade, torna-se possível definir as linhas gerais de uma metodologia simplificada para suporte ao dimensionamento e implementação de ALS para mitigação de vibrações em sistemas estruturais.

Complementarmente foram também desenvolvidas rotinas para estimar a resposta de sistemas de um ou mais graus de liberdade sem qualquer dispositivo de mitigação de vibrações a eles acoplado, para efeitos de comparação com as situações com ALS acoplados.

A metodologia simplificada proposta assenta nos seguintes princípios:

- Estimativa da frequência natural do sistema estrutural a proteger, por via de simulações numéricas para estruturas novas ou por meio de medições *in situ* para estruturas existentes;
- Predefinição das dimensões do(s) dispositivo(s) com base em modelos teóricos para que o ajuste entre frequências (da estrutura principal e do dispositivo de mitigação) seja tão próximo quanto possível do valor unitário;
- iii. Verificar a relação entre a altura de fluido em repouso e o comprimento do dispositivo na direção da solicitação dinâmica imposta. Se não se encontrarem dentro de limites aceitáveis para que o seu funcionamento seja o pretendido (shallow water waves, shallow-deep ou deep water waves), dependendo da funcionalidade exigida para cada caso, é necessário proceder-se a um ajuste da altura de fluido em repouso ou das dimensões do dispositivo;

- iv. Definir o número de dispositivos a instalar na estrutura principal, tendo em conta condicionalismos geométricos da estrutura em que vão ser incluídos (principalmente o espaço disponível) e relações entre massas adequadas e compatíveis com os valores definidos como ideais para ser alcançado um desempenho ótimo (1% a 5%). Se se verificar ser necessário, e a segurança estrutural do sistema em que se encontram incluídos o permitir, estes valores de relação entre massas poderão eventualmente ser aumentados até 10%, conforme proposto em alguns trabalhos desenvolvidos [11];
- Introduzir as características dinâmicas estimadas em i) nas rotinas adequadas, o que permite a obtenção da simulação da resposta do sistema estrutural principal, em termos de valores de pico e RMS de deslocamentos, velocidades e acelerações;
- vi. Com base em ii), iii) e iv) introduzir as características dinâmicas dos ALS para serem consideradas na rotina proposta:
 - a) Obter a nova resposta do sistema estrutural principal em termos de valores de pico e RMS de deslocamentos, velocidades e acelerações;
 - b) Obter as forças resultantes no ALS (forças dissipativas) com vista a contabilizar e considerar a ação que os dispositivos exercem diretamente sobre o sistema estrutural;
 - c) Verificar se os elementos estruturais (lajes, vigas, pilares) e se os elementos de suporte e fixação dos dispositivos ALS se encontram dimensionados para suportar as forças adicionais obtidas em b);
- vii. Determinação de eficiências por comparação entre os resultados obtidos de v) e vi). Se por qualquer razão (ajuste de frequência, relação entre massas, amortecimento, número de dispositivos, orientação dos dispositivos) não forem alcançados índices de eficiência dentro de determinados limites deve--se repetir o procedimento a partir de ii) fazendo as devidas alterações nos parâmetros que se verifique serem adequadas para a obtenção da mitigação pretendida.

Caso não se verifique a segurança de elementos estruturais ou de estruturas de suporte dos ALS, deve-se proceder a alterações em ii) e iii) e repetir o procedimento de modo a encontrar a solução mais equilibrada em termos dos benefícios que a introdução de ALS possa trazer face aos efeitos adversos que por eles possam também ser potencialmente introduzidos.

O procedimento atrás descrito, embora pressuponha a utilização das ferramentas de cálculo desenvolvidas e propostas no âmbito do presente trabalho, pode ser facilmente efetuado através da utilização de outras ferramentas de cálculo de estruturas que permitam conceptualizar macroelementos mecânicos representativos dos dispositivos em concordância com os modelos propostos na literatura [10] [12]. Convém, no entanto, referir que estes macro elementos mecânicos não traduzem o comportamento exato dos ALS, em termos dos fenómenos não-lineares que possam ocorrer no interior do fluido em movimento, contrariamente ao que acontece nos modelos matemáticos que se encontram subjacentes às rotinas desenvolvidas e propostas [2].

Convém que no dimensionamento destes dispositivos se utilizem as bases da modelação matemática previamente definidas e apresentadas em [2], pois só assim é que se torna possível obter com maior exatidão a variação do seu comportamento e dos fenómenos que ocorrem no seu interior.

Para verificação da segurança estrutural (pilares, vigas e lajes) e não estrutural (estruturas de suporte) podem ser sempre introduzidas medidas de proteção passiva adicionais, como por exemplo sistemas de contraventamento simples junto de zonas onde o colapso se possa encontrar mais potenciado. No entanto, não é seguramente este o objetivo da introdução de ALS em sistemas estruturais para mitigação de vibrações resultantes de ações dinâmicas, uma vez que se pretende, pelo baixo custo associado à sua implementação, que sejam utilizados sem qualquer reserva e sem medidas adicionais de proteção.

5 Considerações finais

A aplicação de sistemas passivos ALS é muito flexível, tanto para integrar em estruturas novas como em estruturas preexistentes, beneficiando de uma instalação simples e de inúmeras vantagens [2]. As construções existentes têm normalmente amortecimento muito reduzido, pois aquando do seu dimensionamento não existia ainda regulamentação sismorresistente. Por essa razão, a introdução de unidades de amortecimento adicionais é sem dúvida uma escolha muito adequada.

No que respeita a construções novas, observam-se as mesmas vantagens que para as estruturas existentes, com o benefício de os projetistas poderem usar tanques de armazenamento ou piscinas existentes em algumas estruturas altas e esbeltas como sistema secundário, isto é, como amortecedor de líquido sintonizado.

Após a instalação, os amortecedores de líquido sintonizado podem exigir medidas de manutenção periódica no sentido de assegurar níveis adequados de altura do líquido. No entanto, na grande maioria das vezes, correspondem a medidas muito simples e pouco dispendiosas.

A capacidade de alterar a localização e número de dispositivos dentro da estrutura, a massa de água nos dispositivos e o ajuste da frequência são opções viáveis. Mesmo a inclusão de dispositivos de controlo surge como uma opção possível em determinadas circunstâncias [2]. A remoção dos dispositivos em caso de necessidade é igualmente simples, não deixando o espaço com marcas permanentes.

A escolha de dissipadores de vibrações dinâmicas com funcionamento assente no movimento de uma determinada altura de fluido, como é o caso de ALS, será tanto mais proveitosa quanto se optar pela inclusão de esquemas que permitam a sua integração em bombas, tanques de armazenamento de água ou dispositivos de incêndio previamente escolhidos e dimensionados para o efeito.

As razões apresentadas justificam a adequabilidade e facilidade de implementação deste tipo de medida de proteção passiva na mitigação de vibrações dinâmicas em estruturas novas, existentes ou durante a fase de construção. Trata-se, sem dúvida, de uma medida que apresenta um âmbito de aplicação bastante alargado e com grande potencial.

Implementação de amortecedores de líquido sintonizado na mitigação de vibrações em estruturas: Orientações práticas Maria João Falcão Silva

Agradecimentos

O trabalho apresentado foi desenvolvido no âmbito de uma tese de doutoramento financiada pela FCT (SFRH/BD/14340/2003).

Referências

- Yalla, S. K. Liquid dampers for mitigation of structural response: Theoretical development and experimental validation, PhD Thesis, University of Notre Dame, Indiana, USA.
- [2] Falcão Silva, M. J. Sistemas passivos para protecção sísmica de estruturas: Uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado, PhD Thesis, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal
- [3] Ibrahim, R. *Liquid sloshing dynamics: Theory and Application*, Cambridge University Press, 2005
- [4] Fujino, Y.; Soong, T. T.; Spencer Jr, B. F. "Structural control: Basic concepts and applications", Proceedings of the 1996 ASCE Structures Congress, Chicago, Illinois, http://cee.uiuc.edu/sstl/papers/Tutorial. pdf, 1998
- [5] Sun, L. M. Semi-analytical modeling of tuned liquid damper (TLD) with emphasis on damping of liquid sloshing, PhD Thesis, Universidade de Tokyo
- [6] Le Méauté An introduction to hydrodynamics and water waves, Springer – Verlag, ISBN 0-387-07232-2, pp. 315, 1976
- [7] Dean, R.; Dalrymple, R. "Water wave mechanics for engineers and scientists", Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific, Volume 2, ISBN 981-02-0421-3, pp. 345, 1991
- [8] Fujino, Y.; Sun, L. M.; Pacheco, B. M.; Chaiseri, P. "Tuned liquid damper (TLD) for Suppressing horizontal motion of structures", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 118 (10), pp. 2017-2030, 1992
- [9] Kareem, A.; Kline, S. "Performance of multiple mass dampers under random loading", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Volume 121, Issue 2, pp. 348-361, 1995
- [10] Coelho, Pedro Avaliação sísmica do Edifício Solmar com recurso a TLD's, MSc Thesis, Faculdade de Engenharia, Universidade Católica Portuguesa, Lisboa, Portugal
- [11] Reed, D.; Yeh, H.; Yu, J.; Gardarsson, S. "Tuned liquid dampers under large amplitude excitation", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 74-76, pp. 923-930, 1998
- [12] Novo, Tiago Melhoramento da resposta sísmica de edifícios com recurso a TLDs, MSc Thesis, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal

A nova geração de Eurocódigos Estruturais

The new generation of Structural Eurocodes

Ana Sofia Louro José Manuel Catarino Manuel Pipa Pedro Pontífice

Resumo

Os primeiros Eurocódigos Estruturais publicados na última década formam um conjunto abrangente e tecnicamente avançado de 58 normas europeias a aplicar no projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil.

Considerando que importa garantir a atualização técnico-científica destes documentos e que o Comité CEN/TC 250 divulgou em 2013 a abordagem prevista para dar resposta às exigências do Mandato M/515 enviado pela Comissão Europeia ao Comité Europeu de Normalização, a presente comunicação apresenta as diferentes etapas previstas para o desenvolvimento da nova geração de Eurocódigos Estruturais, a forma como estão a ser preparadas e quais as principais questões às quais esta geração de normas deve responder.

Simultaneamente apresentam-se, por Eurocódigo, as tarefas mais importantes que estão incluídas no mandato, com o objetivo de dinamizar a participação nacional na elaboração destes documentos, em articulação com a Comissão Técnica 115 – Eurocódigos Estruturais, e também antecipar eventuais necessidades de investigação pré-normativa, designadamente para a elaboração dos anexos nacionais das normas.

Abstract

The first Structural Eurocodes published in the last decade form a comprehensive and technically advanced set of 58 European standards to be applied in the design of building structures and other civil engineering works.

Whereas it is important to ensure scientific updating of these documents and that the CEN / TC 250 Committee published in 2013 the approach envisaged to meet the requirements of the M/515 Mandate sent by the European Commission to the European Committee for Standardization, this paper presents the different steps planned for the development of the new generation of Structural Eurocodes, how they are being prepared and what are the main issues to which this generation of standards should respond.

Simultaneously the most important tasks that are included in the mandate are presented by Eurocode, with the aim of boosting national participation in the preparation of these documents, in liaison with the Portuguese Technical Commission 115 – Structural Eurocodes, and to anticipate possible pre-normative research needs, in particular for the preparation of the national annexes to the standards.

Palavras-chave: Normalização / Eurocódigos estruturais / Investigação pré--normativa Keywords: Standardization / Structural eurocodes / Pre-standard research

Ana Sofia Louro

Bolseira de Pós-Doutoramento LNEC analouro@lnec.pt

José Manuel Catarino

Investigador-Coordenador LNEC jmcatarino@lnec.pt

Manuel Pipa

Investigador Principal LNEC mpipa@lnec.pt

Pedro Pontífice

Investigador Principal LNEC pedropontifice@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.

LOURO, Ana Sofia [*et al.*] – A nova geração de Eurocódigos Estruturais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 3. ISSN 2183-8488. (março 2017) 135-146.

1 Introdução

Os primeiros Eurocódigos Estruturais publicados na última década representam o culminar de mais de 30 anos de trabalho normativo, estimando-se que afetem a atividade de mais de 500 mil engenheiros em toda a Europa. Estas 10 normas europeias (EN 1990 a EN 1999), que se dividem em 58 partes, formam um conjunto abrangente e tecnicamente avançado de normas para a conceção estrutural e geotécnica.

Considerando que importa garantir a atualização técnico-científica destes documentos para preservar a confiança dos cidadãos e cumprir os objetivos globais de segurança e de regulação do mercado interno, em 2010 a Comissão Europeia enviou ao Comité Europeu de Normalização (CEN) um mandato (M/466, 2010) que visava assegurar a evolução dos atuais Eurocódigos Estruturais. Com base na resposta enviada pelo CEN ao referido mandato, a Comissão decidiu solicitar ao CEN a definição de um programa de normalização tendo em vista a revisão dos Eurocódigos existentes e o alargamento do âmbito destas normas (M/515, 2012).

Em 2013, na resposta preparada pelo Comité responsável por estas normas (CEN/TC 250), divulgada pelo documento *Towards a second generation of EN Eurocodes*, foi apresentada a abordagem prevista para dar resposta às exigências do mandato (M/515, 2012).

Tendo em conta que a resposta ao mandado (M/515, 2012) sistematiza as diferentes etapas previstas para o desenvolvimento da nova geração de Eurocódigos Estruturais, pretende-se com a presente comunicação divulgar ao meio técnico nacional a forma como serão preparadas e quais as principais questões às quais esta nova geração de normas deve responder.

Simultaneamente pretende-se divulgar, para cada Eurocódigo, as tarefas mais importantes que estão incluídas no contrato e com isso dinamizar a participação nacional na elaboração destes documentos, em articulação com a Comissão Técnica 115 – Eurocódigos Estruturais, e também antecipar eventuais necessidades de investigação pré-normativa, designadamente para a elaboração dos anexos nacionais das normas.

2 Mandatos M/466 e M/515

Após a publicação das 58 partes que constituem os Eurocódigos, está atualmente em curso um conjunto de ações que visam o desenvolvimento dos Eurocódigos, para uma designada nova geração de Eurocódigos Estruturais.

Este processo arrancou em maio de 2010, altura em que a Comissão Europeia enviou ao CEN um mandato *Programming Mandate addressed to CEN in the field of the Structural Eurocodes* (M/466, 2010) cujo principal objetivo era desencadear o processo de atualização da primeira geração de Eurocódigos. Com base nos comentários recebidos dos operadores de mercado e na avaliação inicial de viabilidade/relevância do processo, a Comissão Europeia considerou que novos Eurocódigos Estruturais ou novas adições aos Eurocódigos existentes deveriam abranger pelo menos:

- Avaliação, reutilização e reforço de estruturas existentes;
- Fortalecimento dos requisitos relativamente à robustez;

- Novos materiais/novas utilizações de materiais (como, por exemplo, o vidro, os polímeros reforçados com fibras e os betões de muito alto desempenho);
- Novos tipos de estruturas (como, por exemplo, as estruturas tensionadas);
- Incorporação de normas ISO na família dos Eurocódigos, como sejam as normas relativas à ação do gelo atmosférico sobre as estruturas e às ações das ondas e das correntes nas estruturas costeiras.

Desta forma, a Comissão Europeia incumbiu o CEN de desenvolver um programa de normalização baseado nos Eurocódigos existentes, que deveria envolver:

- o desenvolvimento de novas normas ou novas partes das normas existentes, abordando em profundidade, por exemplo, um novo material de construção e a correspondente metodologia de projeto ou um novo procedimento de cálculo (abordagem vertical);
- a incorporação de novos requisitos de desempenho e métodos de dimensionamento, em mais do que uma das normas existentes, para que se consiga prosseguir com a harmonização da aplicação das normas existentes (abordagem horizontal).

Após a consulta das diversas partes interessadas no processo, do Joint Research Centre (JRC) e dos Organismos de Normalização Nacional dos Estados-membros do CEN, envolvendo o CEN/TC 250, a Comissão considerou que o programa de normalização a preparar pelo CEN deveria desenvolver-se em duas frentes e incluir os seguintes aspetos:

- Novos Eurocódigos ou novas partes
 - Alargamento das atuais regras relativas à avaliação de estruturas e edifícios existentes e seu reforço;
 - Dimensionamento de estruturas que incluam elementos estruturais de vidro;
 - Dimensionamento de estruturas que incluam elementos estruturais feitos de polímeros reforçados com fibras;
 - Dimensionamentos de estruturas tensionadas;
 - Alargamento das atuais regras relativas à robustez.
- Desenvolvimento dos Eurocódigos existentes (EN 1990 a EN 1999)
 - Avaliação de todos os Eurocódigos existentes tendo em vista a redução significativa do número de Parâmetros de Determinação Nacional (NDP), em articulação com o JRC e com base nos parâmetros definidos por cada país e que constam da base de dados gerida pelo JRC;
 - Incorporação de desenvolvimentos recentes resultantes de estudos internacionais e de programas de investigação relevantes para a inovação (incluindo os conceitos baseados no desempenho e sustentabilidade, no dimensionamento e na construção);
 - Incorporação de desenvolvimentos recentes resultantes de estudos internacionais e de programas de investigação relevantes que contribuam para assegurar a sustentabilidade ao nível do dimensionamento estrutural;

- Adoção, se for caso disso, de normas ISO para complementar os Eurocódigos, tendo sido identificadas logo à partida a ação do gelo atmosférico sobre as estruturas e as ações das ondas e das correntes nas estruturas costeiras;
- A possível simplificação de regras, quando for apropriado, para campos de aplicação limitados e bem definidos;
- A possível existência de documentos de orientação auxiliares que facilitem a obtenção de comentários por parte dos diversos intervenientes e a aplicação prática das normas;
- Os trabalhos em curso e os resultados do mandato M/420 nomeadamente o Guia 6 CEN/CENELEC (*Guide for addressing accessibility in standards*) e a norma ISO/DIS 21542 – Accessibility and usability of the built environment.

Após um período de debate alargado, a Comissão Europeia enviou em 2012 um novo Mandato ao CEN (M/515, 2012), que visava a revisão dos Eurocódigos existentes e o alargamento do âmbito destes documentos normativos.

Este mandato (M/515, 2012) considera que a confiança dos utilizadores nos documentos técnicos assenta na capacidade de os Eurocódigos evoluírem de forma a poderem abranger novos métodos, novos materiais, novos requisitos regulamentares, tendo em conta os novos desafios da sociedade. Desta forma, a Comissão julgou pertinente que os Eurocódigos fossem avaliados para se identificarem as melhorias necessárias à sua atualização técnico-científica, mas também para se alargar a sua harmonização, por exemplo através da redução do número de NDP's e da exploração da entrada de novos parceiros no mercado, nomeadamente de empresas de pequena e média dimensão.

Portanto, com base na resposta preparada pelo CEN ao mandato (M/466, 2010), a Comissão considerou que devia ser preparado pelo menos um novo Eurocódigo relativo ao vidro estrutural e incorporadas adições consideráveis às normas existentes, contemplando as temáticas já identificadas no primeiro mandato relativas à avaliação, reutilização e reforço de estruturas existentes, à robustez, à melhoria da facilidade de utilização prática para os cálculos mais frequentes e à incorporação de normas ISO na família dos Eurocódigos.

3 O CEN/TC 250 e a resposta ao mandato M/515

O CEN/TC 250 – Structural Eurocodes é o comité responsável pela elaboração dos Eurocódigos a nível europeu, e a sua atual estrutura (Figura 1) conta com 1 grupo de coordenação (CG), 11 subcomissões (SC), 5 grupos de trabalho (WG) e 2 grupos horizontais (HG) relativos a temas transversais aos diversos Eurocódigos: pontes e ação do fogo.

Este Comité continua a assegurar a manutenção dos atuais Eurocódigos, respondendo a questões de segurança emergentes através da publicação de emendas, e a apoiar a promoção da utilização destas normas fora da Europa. E, para além de ter preparado o programa de normalização solicitado pela Comissão Europeia no mandato (M/515, 2012), é também responsável pela



Figura 1 Estr

Estrutura do Comité Técnico CEN/TC 250 em fevereiro de 2017 (fonte: http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu)

revisão periódica dos atuais Eurocódigos que se iniciou em 2014 e que, sendo uma atividade complementar à definida no mandato, foi programada para ser compatível com o planeamento previsto para a elaboração da nova geração de Eurocódigos.

Por sua vez, a resposta ao mandato, apresentada no documento *Towards a second generation of EN Eurocodes* (CEN/TC250-N993, 2013), que foi divulgada em maio de 2013 e contou com a participação de mais de 1000 peritos de toda a Europa, inclui o desenvolvimento de um novo Eurocódigo relativo a vidro estrutural e a revisão dos atuais Eurocódigos, tendo as seguintes prioridades:

- Melhoria da facilidade de utilização dos Eurocódigos nos cálculos mais frequentes (ease of use);
- Aumento da harmonização, através da redução dos Parâmetros de Determinação Nacional ou da convergência dos valores usados;
- Aspetos relacionados com a avaliação, reutilização e reforço de estruturas existentes;
- Fortalecimento dos requisitos relativamente à robustez.

O programa proposto pelo CEN/TC 250 envolve também a incorporação de normas ISO na família dos Eurocódigos e trabalhos preliminares tendo em vista a elaboração de novos Eurocódigos relativos a estruturas tensionadas e a aplicações estruturais de polímeros reforçados com fibras.

4 Desenvolvimento da nova geração de Eurocódigos Estruturais

A publicação da nova geração de Eurocódigos Estruturais é uma responsabilidade do CEN/TC 250 que este partilha com o grupo de coordenação (CG), com as subcomissões (SC) e com os grupos de trabalho (WG/HG). No entanto, em face da extensão dos trabalhos previstos, o desenvolvimento da nova geração de Eurocódigos Estruturais assenta na composição de equipas (*Project Teams*) constituídas tipicamente por 6 peritos, para garantir a adequada representação dos Estados-membros e promover simultaneamente a relação custo-eficácia. Estas equipas desenvolverão as tarefas previstas para cada uma das 4 fases de execução do mandato (Figura 2), em articulação com a subcomissão ou grupo de trabalho à qual a tarefa prevista diz respeito. As subcomissões ou grupos de trabalho são depois responsáveis por finalizar os documentos, submetendo-os a voto formal, de acordo com as regras do CEN.

A constituição destas equipas é feita através de concursos públicos, tendo o primeiro sido lançado em abril de 2015 e o segundo no final de dezembro de 2016. Nesta data, equaciona-se a hipótese de se lançar em simultâneo o concurso para a constituição das equipas que irão desenvolver as tarefas previstas para as duas últimas fases de execução do mandato.

Tendo em conta o elevado número de intervenientes no processo, para assegurar uma abordagem comum, relativamente às questões transversais aos diversos Eurocódigos, foram preparadas orientações para que as diferentes equipas envolvidas na execução das tarefas previstas no mandato tratassem da mesma forma as exigências da Comissão, ao nível da redução do número de Parâmetros de Determinação Nacional e da melhoria da facilidade dos Eurocódigos na utilização quotidiana (ease of use).



Setembro Maio 2015 2017

Figura 2 Planeamento do desenvolvimento da nova geração de Eurocódigos Estruturais (adaptado de Towards a second generation of EN Eurocodes)

Nesta data, a informação disponível aponta para que haja uma redução considerável do corpo das normas, passando para anexos toda a informação necessária, para que o texto figue tanto quanto possível reduzido a cláusulas obrigatórias, eliminando-se assim as cláusulas (P) da primeira geração. A este nível salienta-se também que ainda não há consenso, no seio do CEN/TC 250, relativamente ao carácter obrigatório ou não dos termos shall, should e may. Em Portugal, em face das orientações definidas pelo Instituto Português da Qualidade (IPQ, 2010), só as cláusulas em que se aplica o termo shall devem ser entendidas como obrigatórias.

Os peritos responsáveis por cada uma das tarefas terão também que incluir os aspetos de sustentabilidade relevantes para o âmbito dos Eurocódigos, respondendo aos requisitos para a sustentabilidade desenvolvidos por exemplo no seio do CEN/TC 350 - Sustainability of construction works.

O CEN/TC 250 decidiu ainda ter em conta o Guia 32 (CEN/CENELEC, 2016) recentemente publicado, que propõe uma abordagem passo a passo baseada no conceito de ciclo de vida (Figura 3). Este guia considera que, para se ter em consideração os aspetos associados às alterações climáticas, é preciso olhar para além das fronteiras dos Eurocódigos, de forma a identificar e compreender os princípios básicos que devem ser considerados quando se pensa na adaptação às alterações climáticas, para integrar nas normas disposições de adaptação às alterações climáticas.



Figura 3 Abordagem prevista pelo CEN/CENELEC para ter em conta as alterações climáticas (adaptado de Guide 32 CEN/CENELEC, 2016)

5 Tarefas previstas no mandato M/515

Para além das questões transversais aos diversos Eurocódigos, a resposta elaborada pelo CEN ao mandato (M/515, 2012) identificou, desde logo, quais as tarefas que deveriam ser desenvolvidas pelas equipas contratadas em cada uma das 4 fases de preparação desta nova geração de normas. Assim, nas secções seguintes sistematizam--se as tarefas em curso (Fase 1) e as tarefas previstas para as restantes fases de execução do mandato.

Considerando que nem todas as partes das normas referidas nos quadros que se seguem se encontram já traduzidas para português, optou-se por não traduzir a descrição das tarefas, de forma a evitar conflitos com as futuras versões portuguesas das normas.

Tarefas em curso: Fase 1

As Tabelas I e II apresentam uma descrição geral das tarefas em curso (CEN-bsi-NEN, 2016), bem como os resultados que são expectáveis obter no âmbito de cada norma, no final da primeira fase de execução do mandato.

Na Tabela III apresentam-se as diversas tarefas previstas ainda no âmbito da primeira fase mas que não estão, até à data, associadas a nenhuma norma.

Restantes tarefas: Fase 2 e Fases 3 e 4

Com o objetivo de promover a participação nacional na elaboração desta nova geração de normas para o projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil, divulgam-se nos quadros seguintes as tarefas que se considerou necessário desenvolver no âmbito das restantes fases de execução do mandato.

Tabela I Tarefas da Fase 1 no âmbito das normas EN 1990 a EN 1996 e EN 1998

Norma	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis	
EN 1990	SC10.T1 - Evolution of EN1990 – General	Revised EN 1990 including new Annexes Background information	
EN 1991	SC1.T1 - EN 1991-1-2 (Fire)	Revised EN 1991-1-2 with modified clauses Background document(s)	
	SC1.T5 – Climate Change	Report Recommendations for EN 1991-1-3, -1-4, -1-5 and EN 1991-1-9 (and possibly other Eurocode Parts)	
	SC1.T9 - EN 1991-2 (Road and rail traffic loads)	Revised EN 1991-2 with new and/or modified clauses Background documents	
EN 1992	SC2.T1 - New Items in EN 1992-1-1, EN 1992-2, EN 1992-3	New and modified content in EN 1992-1-1, EN 1992-2 and EN 1992-3 including new Annexes	
EN 1993	SC3.T1 - Design of Sections and Members according to EN 1993-1-1	Revised EN 1993-1-1 Background documents	
	SC3.T2 - Joints and Connections according to EN 1993-1-8	Revised EN 1993-1-8 Background documents	
	SC4.T1 - Respond to demands from industry, including needs for harmonization with EN1992 and EN1993	Revised EN 1994-1-1, EN 1994-1-2 and EN 1994-2	
EN 1994	SC4.T2 - Composite beams with large web openings	New part of EN 1994 or revised EN 1994-1-1 and -1-2 Background documents	
	SC4.T3 - Revised rules for shear connection in the presence of modern forms of profiled sheeting	Revised EN 1994-1-1 Background documents	
	SC4.T4 - Develop new rules for composite columns (concrete filled tubes) in fire	Revised EN 1994-1-2 Annex H Background documents	
EN 1995	SC5.T1 - New items in revised Eurocode 5, part 1-1	Revised EN 1995-1-1 with new clauses Background documents	
	SC5.T2 - New Eurocode 5 Part on Timber Concrete Composites	New Eurocode part in EN 1995 Background documents	
EN 1996	SC6.T1 - Revised version of EN 1996-1-1	Revised EN 1996-1-1 with new and revised clauses	
EN 1998	SC8.T1 - Material independent sections of EN 1998-1	Redrafting of Section 3 and Annex B of EN 1998-1	
	SC8.T3 Evolution of EN 1998-3	Revision, update and extension of EN1998-3	

Tabela II Tarefas da Fase 1 no âmbito das normas EN 1997 e EN 1999

Norma	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis	
EN 1997	SC7.T1 - Harmonization and ease-of-use	Reorganized framework of EN 1997 Split EN 1997-1 into two parts: EN 1997-1 General rules; EN 1997-3 Geotechnical constructions	
	SC7.T2 - General rules	Revised EN 1997-1 Modification to the text and annexes of EN 1997-2; additions to the text of EN 1997-1 section 2 and Annexes A and B Scientific and Technical Report on Practical Examples	
EN 1999	SC9.T1 - Update and Simplification of all parts of EN 1999	Partially revised EN 1999-1-1 and revised EN 1999-1-2, EN 1999-1-3, EN 1999-1-4, EN 1999-1-5 with new and/or modified clauses	
	SC9.T2 New types of Connection	Further revised EN 1999-1-1 with new clauses	

Tabela III Tarefas da Fase 1 no âmbito do Vidro estrutural, Pontes, Fogo, Estruturas Existentes e Robustez

Subcomissão / Grupo de trabalho	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
SC11 Structural Glass	SC11.T2 - Structural Glass – Preparation of CEN TS	Conversion of the Report into CEN TS on Structural Glass (parts 1, 2 and 3)
HGB Bridges	HG-B.T1 - Bridges - consultation activities and ease of use review	Report containing specific recommendations to other SCs Series of papers setting out discussion points and specific recommendations for other SCs, WGs etc.
HGF Fire	HG-F.T1 - Harmonization of fire parts of Structural Eurocodes	Harmonized sections 1 to 3 of the parts 1-2 of all related Eurocodes New informative Annexes in EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2
WG2 Existing Structures	WG2.T1 - Assessment and Retrofitting of Existing Structures – General Rules / Actions	Scientific and Technical Report. Conversion of the Report into CEN TS for general rules and actions
WG6 Robustness	WG6.T1 - Robustness Framework	New and revised clauses in EN 1990 and EN 1991-1-7 Report

Tabela IV Tarefas da Fase 2 no âmbito das normas EN 1990 a EN 1996 e EN 1998 a EN 1999

Norma	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
EN 1990	SC10.T2 - Evolution of EN1990 - Bridges specific issues	Revised EN 1990 Annex A2 including two new Annexes to EN 1990 Background information
EN 1991	SC1.T2 – EN 1991-1-3 (Snow loads)	RRevised EN 1991-1-3 with new and modified clauses Background document(s)
	SC1.T3 - EN 1991-1-4 (Wind)	Revised EN 1991-1-4 with new and modified clauses Background document(s)
	SC1.T4 - EN 1991-1-5 (Thermal actions)	Revised EN 1991-1-5 with new and modified clauses Background document(s)
	SC1.T10 - EN 1991-4 (Silos and Tanks)	Revised EN 1991-4 with new clauses and sections Background document(s)
EN 1992	SC2.T2 - New Items in EN 1992-1-2	New chapter in EN 1992-1-2
	SC2.T3 - Further new items in EN 1992-1-1, EN 1992-2, EN 1992-3	New and modified content in EN 1992-1-1, EN 1992-2 and EN 1992-3
EN 1993	SC3.T3 - Cold-formed members and sheeting	Revised EN 1993-1-3 Revised EN 1993-1-3 with modified Annex D Background documents
	SC3.T4 Stability of Plated Structural Elements	Revised EN 1993-1-5 Revised EN 1993-1-5 Background documents
	SC3.T5 - Harmonisation and Extension of Rules for Shells and Similar Structures Revised EN 1993-1-6 and EN 1993-1-7	Revised EN 1993-1-6 Revised and restructured EN 1993-1-7 Background documents
	SC3.T6 - Fire design of Steel Structures	Revised EN 1993-1-2 Background documents
EN 1994	SC4.T5 - Development of rules covering shal-low floor construction, and other flooring types using precast concrete elements	New part of EN 1994 or revised EN 1994-1-1 and -1-2 Background documents
EN 1995	SC5.T3 - Revised Eurocode 5, part 1-1	Revised EN 1995-1-1 with new and modified clauses. Background documents
EN 1996	SC6.T4 - Revised version of EN 1996-3	Revised EN 1996-3 with new and modified clauses
EN 1998	SC8.T2 - Material dependent sections of EN 1998-1	Revision and update of Sections 5 to 9 of EN 1998-1 with new Section
	SC8.T4 - Evolution of EN 1998-5	Revision and update of EN1998-5
EN 1999	SC9.T3 - Roofing	Further revised EN 1999-1-1 by new Annex
	SC9.T4 - Bridging	Further revised EN 1999-1-1 by new Annex
Tabela V Tarefas da Fase 2 no âmbito da norma EN 1997

Norma	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
EN 1997	SC7.T3 - Ground investigation	Revised EN 1997-2 with new/revised paragraphs and annexes New content in EN 1997-1 with new Annex Scientific and Technical Report on Practical Examples
	SC7.T4 - Foundations, slopes and ground improvement	Sections 2-5 and new Annexes in (new) EN 1997-3 Alignment with EN 1992, EN 1993, EN 1995 and EN 1996 Scientific and Technical Report on Practical Examples
	SC7.T5 - Retaining structures, anchors, and reinforced ground	Sections 6-8 and new Annexes in (new) EN 1997-3 Alignment with EN 1992, EN 1993, EN 1995 and EN 1996 Scientific and Technical Report on Practical Examples

Tabela VI Tarefas da Fase 2 no âmbito das Estruturas Existentes

Subcomissão / Grupo de trabalho	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
WG2 Existing Structures	WG2.T2 - Assessment and Retrofitting of Existing Structures – Concrete Structures	Conversion of the Report into CEN TS for concrete structures

Tabela VII Tarefas das Fases 3 e 4 no âmbito das normas EN 1991, EN 1994 e EN 1995

Norma	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
EN 1991	SC1.T6 - Interdependence of climatic actions (wind, snow, thermal and atmospheric icing) and glass structure	Recommendations for EN 1991-1-3, -1-4, -1-5 and EN 1991-1-9 (and future Eurocode for Structural Glass) Background document(s)
	SC1.T11 - Evolution of existing parts of EN 1991 not included in the other tasks	Revised EN 1991-1-1, EN 1991-1-6, EN 1991-1-7, EN 1991-3
EN 1994	SC4.T6 - Extended scope of shear connector and materials guidance to cover current industrial needs	Revised EN 1994-1-1 and possibly EN 1994-1-2 and EN 1994-2 Background documents
	SC4.T7 - Development of rules for composite frames and prestressed elements	Revised EN 1994-1-1 and -1-2 Background documents
	SC4.T8 - Further harmonization with EN 1992 and EN 1993	Revised EN 1994
EN 1995	SC5.T4 - Revised Eurocode 5, part 1-2 (Fire)	Revised EN 1995-1-2 with new and modified clauses Background documents
	SC5.T5 - Revised Eurocode 5, part 1-1	Revised EN 1995-1-1 with new or modified clauses Background documents
	SC5.T6 - Evolution of existing parts of EN 1995 not included in the other tasks	Revised EN 1995-2

Tabela VIII Tarefas das Fases 3 e 4 no âmbito das normas EN 1993 e EN 1996 a EN 1999

Norma	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
EN 1993	SC3.T7 - Stainless Steels Revised EN 1993-1-4	Revised EN 1993-1-4 with new and modified clauses Background documents
	SC3.T8 - Steel Fatigue Revised EN 1993-1-9	Revised EN 1993-1-9 with new clauses and modified Annex B Background documents
	SC3.T9 - Material and Fracture Revised EN 1993-1-10	Revised EN 1993-1-10 with new and modified clauses Background documents
	SC3.T10 - Steel bridges and tension components Revised EN 1993-2 and EN 1993-1-11	Revised EN 1993-2 with modified Annexes A, B, C, D Revised EN 1993-1-11 with modified Annex A Background documents
	SC3.T11 - Consolidation and rationalisation of EN 1993-3	Revised EN 1993-3-1 and EN 1993-3-2 New Annex in EN 1991-1-4 Background documents
	SC3.T12 - Harmonisation and Extension of Rules for Storage Structures Revised EN 1993-4-1 and EN 1993-4-2	Revised EN 1993-4-1 Revised and redrafted EN 1993-4-2 Background documents
	SC3.T13- Evolution of existing parts of EN 1993 not included in the other tasks	Revised EN 1993-1-12, EN 1993-4-3, EN 1993-5, EN 1993-6
EN 1996	SC6.T2 - Revised version of EN 1996-1-2	Revised EN 1996-1-2 Annexes B, C, D
	SC6.T3 - Revised version of EN 1996-2	Revised EN 1996-2 with new and modified clauses
EN 1997	SC7.T6 - Rock mechanics and dynamic design	New/revised content in EN 1997-1, -2, and -3 and (possibly) in EN 1998-5 Scientific and Technical Report on Practical Examples
EN 1998	SC8.T5 - Evolution of EN 1998-4 and EN 1998-6	Revision and update of EN 1998-4 and EN 1998-6
	SC8.T6 - Evolution of existing parts of EN 1998 not included in the other tasks	Revised EN 1998-2
EN 1999	SC9.T5 - Facades	Further revised EN 1999-1-1 by new Annex

Tabela IX Tarefas das Fases 3 e 4 no âmbito do Vidro estrutural, Pontes e Estruturas Existentes

Subcomissão / Grupo de trabalho	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
SC11 Structural Glass	SC11.T3 - Structural Glass – Preparation of EN	Conversion of CEN TS into EN on Structural Glass (parts 1, 2 and 3)
HGB Bridges	HG-B.T2 - Bridges - ease of use and technical consistency review	Recommendations for other SCs / WGs on improvements to draft new and revised Eurocode parts
WG2 Existing Structures	WG2.T3 - Assessment and Retrofitting of Existing Structures – General Rules / Actions Preparation of EN	Conversion of CEN TS into EN on Assessment and Retrofitting of Existing structures for general rules and actions

Tabela X Tarefas das Fases 3 e 4 no âmbito das Estruturas de polímeros reforçados com fibras, Estruturas tensionadas e Robustez

Subcomissão / Grupo de trabalho	Descrição geral da tarefa	Resultados expectáveis
WG4 Fibre Reinforced Polymers	WG4.T2 - Fibre Reinforced Polymers – Preparation of CEN TS	Conversion of the Report into CEN TS on Fibre Reinforced Polymers
WG5 Membrane Structures	WG5.T2 - Membrane Structures – Preparation of CEN TS	Conversation of Report into CEN TS on Membrane Structures
WG6 Robustness	WG6.T2 - Robustness rules in material related Eurocode parts	New/modified clauses in material related Eurocodes (SC2, SC3, SC4, SC5, SC6, SC9)

6 Considerações finais

Com o ponto de situação apresentado neste artigo pretendeu-se divulgar a forma como está a decorrer a elaboração desta nova geração de normas, para que os técnicos que desenvolvem atividade nas diferentes áreas possam conhecer o processo.

O LNEC, na qualidade de Organismo de Normalização Sectorial para esta área, por designação do Instituto Português da Qualidade, para além de assegurar a coordenação da Comissão Técnica Nacional de Normalização CT 115 - Eurocódigos Estruturais, apoia a participação de peritos portugueses nas subcomissões e grupos de trabalho do CEN.

Considera-se também importante destacar que a apresentação de candidaturas nos concursos previstos para a elaboração das tarefas previstas nas restantes fases de execução do mandato é uma boa oportunidade para dinamizar a participação nacional nesta atividade, uma vez que esta colaboração permite estabelecer contactos com inúmeros peritos internacionais, o que é de manifesta utilidade para o desenvolvimento do ensino e da investigação em Portugal.

Referências

 CEN-bsi-NEN, 2016 – Call for Tenders - Grant Agreement CEN/2014-02, Volume 3 – Specifications. CEN-bsi-NEN. [Consult. 20 de setembro de 2016]. Disponível em https://www.nen.nl/Normontwikkeling/ Eurocodes-2020.htm

- [2] CEN/TC250-N993, 2013 Response to Mandate M/515 "Towards a second generation of EN Eurocodes. CEN/TC 250. [Consult. 20 de setembro de 2016]. Disponível em http://www.psc.ro/wp-content/ /uploads/2013/07/M515_TC-250-answer+Annexes.pdf
- CEN/CENELEC, 2016 Guide 32: Guide for addressing climate change adaptation in standards. Edition 1, 2016 04, CEN/CENELEC. [Consult. 20 de setembro de 2016]. Disponível em ftp://ftp.cencenelec.eu/EN/ /EuropeanStandardization/Guides/32_CENCLCGuide32.pdf
- [4] IPQ, 2010 RPNP 042 Regras e Procedimentos para a Normalização Portuguesa: Documentos normativos portugueses - instruções para a sua escrita. Instituto Português da Qualidade. [Consult. 20 de setembro de 2016]. Disponível em http://www1.ipq.pt/PT/Normalizacao/ /RegrasProcedimentos/Documents/RPNP042_2010_NAOrt.pdf
- [5] M/466, 2010 Programming Mandate addressed to CEN in the field of the Structural Eurocode. European Commission, Enterprise and Industry Directorate-General. [Consult. 20 de setembro de 2016]. Disponível em http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/mandate M466_Eurocodes.pdf
- [6] M/515, 2012 Mandate for amending existing eurocodes and extending the scope of Structural Eurocodes. European Commission, Enterprise and Industry Directorate-General. [Consult. 20 de setembro de 2016]. Disponível em http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/ /mandate/m515_EN_Eurocodes.pdf

A nova geração de Eurocódigos Estruturais Ana Sofia Louro, José Manuel Catarino, Manuel Pipa, Pedro Pontífice





LNEC.

70 anos a construir conhecimento



PLATAFORMA DE ENSAIOS SÍSMICOS LNEC/3D

Avaliações de risco sísmico, comportamento e vulnerabilidade sísmica de estruturas





- Estudo de técnicas de reabilitação
- Qualificação sísmica de equipamentos e componentes
- Apoio à elaboração da regulamentação sísmica nacional e europeia

Plataforma tri-axial (3 eixos ortogonais independentes) dimensões úteis: 4,6x5,6 m² capacidade máxima: 40 ton gama de frequências: 0 e 40Hz. deslocamentos controlados ativamente, rotações restringidas passivamente (barras de torção)

www.lnec.pt





Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management

IABSE Conference Guimarães, 27-29 March 2019 Centro Cultural Vila Flor email: secretariat@iabse2019.org



Sob o tema genérico de "Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management", a Conferência tem como objetivos constituir um fórum internacional para o debate sobre, entre outros, assuntos tão importantes como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de ativos nas infraestruturas, motivando os engenheiros para temas como Risco, Construção, Qualidade, Resiliência e Gestão.

Para este efeito a Conferência terá os seguintes temas principais:

- Novel Management Tools for the Built Environment
- Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures
- Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment
- Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice

A Conferência incluirá diversas palestras sobre os temas abordados, proferidas por diversos peritos mundiais, bem como a apresentação de comunicações propostas, aprovadas pela Comissão Científica. Para este efeito, oportunamente terá lugar a submissão de resumos.





IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

A International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), com o objetivo contribuir para o progresso da engenharia estrutural, promove anualmente um conjunto de iniciativas, suportada nas suas diversas comissões e grupos de trabalho, que incluem a organização de eventos técnico-científicos e a edição de diversas publicações.

Os eventos organizados pela IABSE compreendem, designadamente, um congresso, com periodicidade quadrienal, um simpósio, nos anos intercalares, e uma conferência. Destes eventos resultou um relevante espólio técnicocientífico, reunido em duas séries de publicações: "Congress Reports", que abrange os 19 congressos realizados; e 'IABSE Reports' que reúne em 99 volumes os trabalhos apresentados nos seminários e conferências realizados desde 1969. Esta informação está disponível na página eletrónica da IABSE (www.iabse.org), parte significativa da qual, como as atas dos congressos realizados entre 1932 e 1996, pode ser descarregada gratuitamente na secção IABSE Publications Archive.



Próximas reuniões da IABSE





IABSE Conference Kuala Lumpur April 25-27, 2018 "Engineering the Developing World"

THEMES AND TOPICS

- Large scale infrastructure projects
- Engineering innovations for rapid urbanisation
- Towards achieving a low carbon footprint
- · Harmonising new and old
- The future of aesthetic design

Submission of Abstracts by **April 30, 2017**

GPBE Grupo Português de Betão Estrutural

50 Anos de história



O GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural deu continuidade às atividades anteriormente desenvolvidas pelo GPPE - Grupo Português de Pré Esforçado, que foi oficialmente constituído em 1966. Assim, em 2016, celebrou 50 anos de atividade.

Júlio Ferry Borges foi o principal dinamizador da ideia de criar o GPPE, um agrupamento português do betão pré-esforçado.

O Grupo, com a designação presente de GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural, surge no ano de 1998, passando a cobrir a área do Betão Estrutural, e tendo como objetivos:

- a) Promover a cooperação científica e técnica nos domínios do betão armado e do betão pré-esforçado e suas aplicações.
- b) Assegurar a representação Portuguesa na Fédération Internationale du Béton (fib).

Veja em http://www.gpbe.pt/phocadownload/50anosGPBE.pdf a história dos 50 anos do GPBE, apresentada durante o Encontro Betão Estrutural 2016.

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 em: http://www.gpbe.pt/index.php/component/users/?view=registration

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





afaconsult

















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 edificios que integram o nosso Património continuem a 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

> ALOUSTE LIBENKI/

TENSA

PSÉMIO NYCIONAL DE SEMIDI NYCIONAL DE

Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614/ www.AOF.pt

estauro.





FIP INDUSTRIALE



Ancoragens Cintec Juntas Sísmicas - Edifícios Juntas de Dilatação Rodoviárias Aparelhos de Apoio Pré-Esforço

> tel.: +351 229 416 633 comercial@pretensa.com.pt www.pretensa.com.pt



Local – Sede Ordem dos Arquitectos Norte – Fotografia de Rui Pereira



INTERNATIONAL LTD



A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

Fomentar, em Portugal, a) 0 desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção Defesa contra os Sismos. е promovendo divulgação а 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 17º Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes



SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitetos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

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

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos
 Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica





AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11 lnec@lnec.pt www.lnec.pt