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

	Ensaio	Co cai	ondições rregamer	de 1to	Correspondência em		
Provete		N (kN)	σ _{base} (kPa)	ψ*	edifícios reais		
Parede 1	OP PA1	0	FDF	0	Parede resistente de um edifício tradicional de piso térreo		
Parede 4	OP PF1	0	52,5				
Parede 2	OP PA2	FD	113,3	1,17	Parede resistente na		
Parede 5	OP PF3	52			tradicional de 2 pisos		
Parede 3	OP PA3	140	227 F	2.15	Parede resistente na		
Parede 6	OP PF3	140	221,5	3,15	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

Ensaio	K _{ini} (kNm)	<i>K_{eff}</i> (kNm)	Resultados no pico			Resultados no pós-pico					
			<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