

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NÃO REFORÇADA SOB ACÇÕES CÍCLICAS NO PLANO



Graça VASCONCELOS
Assistente
Universidade do Minho
Guimarães



Paulo B. LOURENÇO
Professor Associado com
Agregação
Universidade do Minho
Guimarães

SUMÁRIO

Com o presente trabalho pretende-se efectuar a avaliação experimental do comportamento de paredes de alvenaria de pedra não reforçada, com diferente aparelho das pedras em alçado, submetidas a acções horizontais cíclicas no plano. A análise dos resultados experimentais abrange a caracterização dos mecanismos de rotura, padrões de fendilhação, e a determinação da resistência última das paredes a acções horizontais cíclicas. Adicionalmente, realiza-se a discussão da resposta em termos de diagramas força-deslocamento, bem como o estudo comparativo da resistência e rigidez lateral para os dois tipos de paredes ensaiadas.

1. INTRODUÇÃO

A alvenaria de pedra não reforçada é o material estrutural mais frequentemente usado na construção de edifícios antigos em Portugal. O carácter histórico e monumental de alguns edifícios bem como a existência de um número elevado de edifícios de alvenaria de pedra pertencentes à arquitectura vernacular, existentes em zonas rurais com alguma vulnerabilidade sísmica, requer o conhecimento mais amplo do desempenho estrutural de construções submetidas a acções sísmicas. O conhecimento deste comportamento estrutural poderá proporcionar, por um lado, a prevenção do colapso de estruturas quando solicitadas e, por outro, conduzir uma adequada intervenção com vista ao aumento da sua capacidade resistente.

O principal objectivo deste trabalho consiste, deste modo, na compreensão do comportamento de paredes de alvenaria não reforçada sujeitas a acções sísmicas simuladas através da aplicação de acções cíclicas, em termos de capacidade resistente bem como na análise das configurações deformadas e dos mecanismos de rotura. Adicionalmente, pretende-se reunir informação relativa à capacidade de dissipação de energia durante o processo de carga, e posterior avaliação da sua adequabilidade a zonas sísmicas. Para o efeito, apresenta-se um conjunto de ensaios em paredes simples de granito em escala reduzida, sob a acção de cargas cíclicas aplicadas no plano da estrutura. Na sequência da avaliação da tipologia característica das paredes existentes nas construções antigas foram seleccionados três tipologias correspondentes a diferentes aparelhos das pedras em alçado e que se consideram representativas. Posteriormente, é efectuado um estudo comparativo ao nível da resposta estrutural entre os diferentes tipos de paredes.

2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Os ensaios cíclicos foram realizados em 10 paredes de junta seca serrada e em 6 paredes com junta argamassada. O material utilizado na construção de todas as paredes foi o granito de Mondim (granito de duas micas, grão médio e alterado) por se considerar representativo do material existente na maioria das construções antigas em Portugal. Refira-se que apesar do granito ter sido extraído da mesma pedreira poderão surgir sempre variações, dada a heterogeneidade do maciço rochoso.

2.1. Tipologia, geometria e construção dos painéis

Dado que com este trabalho se pretende estudar o comportamento de paredes integradas em edifícios antigos, foram adoptadas três tipologias diferentes, correspondentes a diferentes modos de organização e arranjo das pedras, ver Figura 1. Assim, foram construídas paredes de alvenaria de junta seca com unidades de granito serradas e dimensões regulares, tipo PS, paredes com junta de argamassa de espessura variável e unidades com forma rectangular e dimensões variáveis, tipo PI, e ainda paredes com aparelho completamente irregular (pedra bugalhada), tipo PR, cujos ensaios estão ainda em curso. Os ensaios foram realizados em provetes de dimensões reduzidas cerca de 1/3 relativamente à escala real. A relação adoptada entre altura e largura dos provetes é de 1.2 e a espessura é de 20cm, ver Figura 1. Os resultados aqui apresentados dizem respeito apenas às paredes tipo PS e PI.

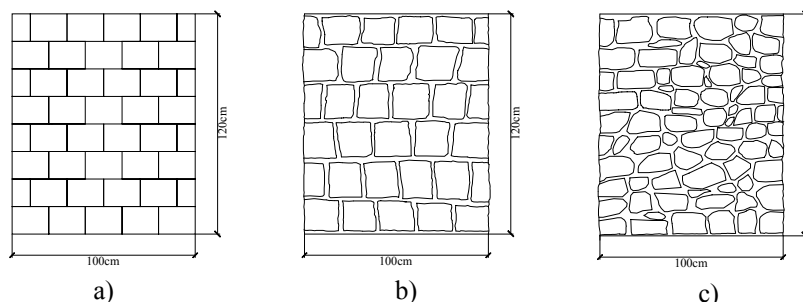


Figura 1: Tipologia e geometria das paredes; a) parede PS; b) parede PI; c) parede PR

Os painéis de parede foram construídos sobre uma base rígida e indeformável no local de ensaio. As paredes de junta seca serrada, tipo PS, foram construídos colocando as pedras fiada a fiada perfeitamente alinhadas e apumadas, trabalho que foi facilitado pela perfeição do corte das pedras. Por sua vez, os painéis de parede irregulares, tipo PI, foram construídos de acordo com as técnicas tradicionais que geralmente são empregues na construção das paredes de edifícios antigos, com auxílio de um pedreiro especializado. A argamassa utilizada na construção destas paredes consiste numa argamassa pré-doseada composta por cal hidratada natural, metacaulino pozolânico e agregados naturais extraídos de leitos de rios com granulometria entre 0.1 e 2mm, tipo Albaria de aleitamento estrutural. As paredes tipo PI foram ensaiadas após sete dias de cura em ambiente do laboratório, de modo que a resistência à compressão fosse análoga à resistência típica da argamassa das paredes de construções antigas.

2.2. Esquema estrutural e instrumentação do ensaio

O esquema estrutural de apoio à realização dos ensaios encontra-se indicado na Figura 2. O provete é colocado simplesmente apoiado numa viga tubular de aço fixa que se apoia num perfil HE200M, que por sua vez é rigidamente fixado à laje de reacção por meio de dois varões de aço. No topo da parede foi colocada uma viga tubular rijidificada com nervuras verticais internas que, por um lado, distribui a carga vertical aplicada no actuador vertical e, por outro, transfere à parede a carga cíclica horizontal aplicada pelo actuador horizontal. O deslizamento da parede relativamente às vigas de aço inferior e superior é impedido através da colocação de cantoneiras LNP80 que ligam as fiadas de pedra regular às vigas de aço efectivando assim as condições de fronteira apropriadas.

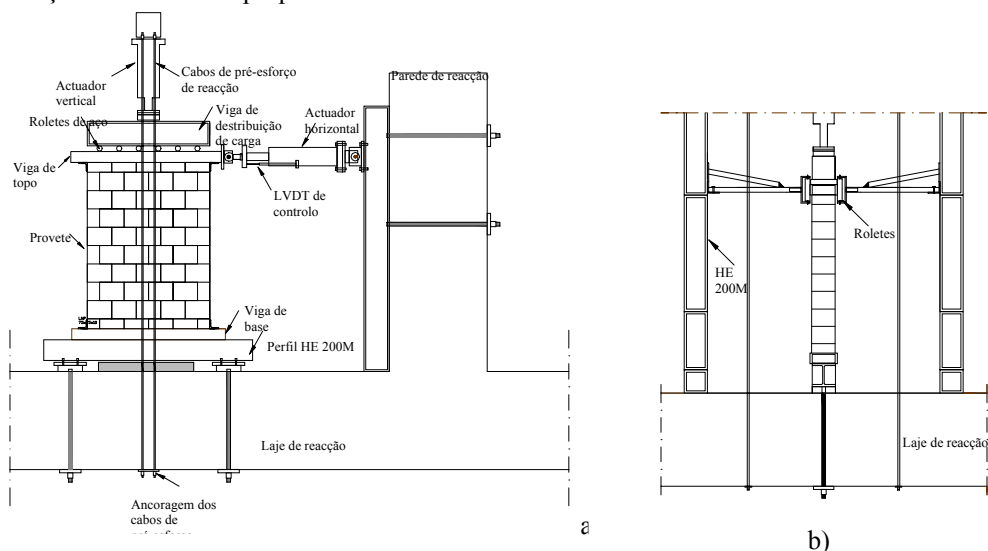


Figura 2: Esquema estrutural do ensaio; a) vista frontal; b) vista lateral

A aplicação da pré-carga vertical é realizada por meio um actuador vertical cuja reacção é transferida para a laje por meios de 4 varões Dywidag. A força horizontal é medida no actuador horizontal ligado, por intermédio de um rótula planar, à parede de reacção. O movimento para fora do plano da viga de topo é impedido pela colocação de um conjunto de tubos de aço fixados ao pórtico exterior nos quais estão acoplados roletes de aço polido que permitem o

livre deslizamento da viga no seu plano e conseqüentemente a perfeita transferência da carga à parede, ver Figura 2b. A medição das deformações da parede é efectuada através de um conjunto de transdutores de deslocamento, LVDTs, colocados de acordo com a Figura 3a. O deslocamento horizontal da parede é medido pelo LVDT1 colocado na viga de topo e os LVDTs2 medem o levantamento da viga superior induzido pela aplicação do deslocamento horizontal cíclico. O possível deslizamento da parede relativamente às fiadas de pedra que garantem as condições de fronteira é medido pelos LVDTs3 e a eventual deformação nos cantos comprimidos é registada nos LVDTs4. Na Figura 3b indica-se ainda o modo de colocação dos LVDTs com vista à medição dos deslocamentos verticais da parede, através dos quais se determina o módulo de elasticidade da parede.

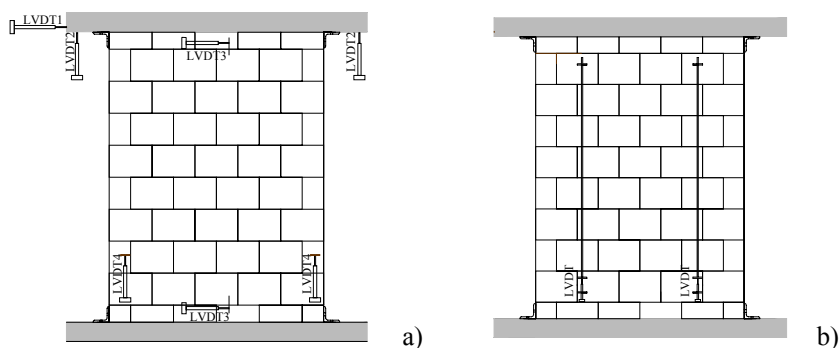


Figura 3: Instrumentação da parede; a) ensaio cíclico; b) ensaio de módulo de elasticidade

2.3. Procedimento de ensaio

Dado o comportamento não linear das paredes, calcula-se numa primeira fase o módulo de elasticidade para diferentes níveis de carga de 100, 175 e 250kN, correspondentes aos valores das pré-cargas consideradas nos ensaios cíclicos. Para cada nível de carga são efectuados 5 ciclos de carga e descarga, ver [1,2]. A segunda fase corresponde ao ensaio cíclico. Após a aplicação de uma pré-carga por meio de um actuador vertical, a qual é mantida constante durante o ensaio de modo a simular as cargas permanentes, impõem-se deslocamentos horizontais cíclicos de amplitude sucessivamente crescente de acordo com a lei indicada na Figura 4, sendo a força suportada pela parede medida no actuador horizontal.

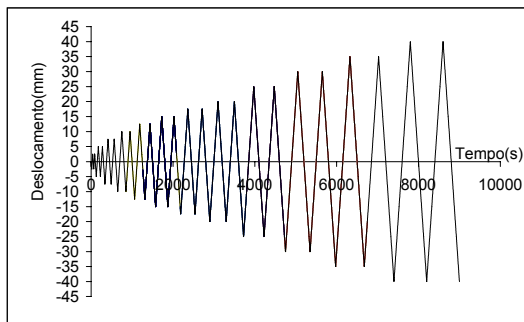


Figura 4: História de deslocamentos impostos

3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Paralelamente aos ensaios cíclicos realizados nas paredes foi também efectuado um conjunto de ensaios de caracterização do granito em termos de resistência à compressão, tracção, assim como o estudo do comportamento da junta seca sob acções horizontais cíclicas. Foram ainda realizados ensaios de caracterização da argamassa à compressão, estando em curso a caracterização da resistência da junta de argamassa à tracção e ao corte. O granito apresenta valores médios da resistência à tracção e compressão de 2.3MPa e 55MPa, respectivamente. O ângulo de atrito da junta é de 33° e a resistência à compressão da argamassa apresenta um valor médio de 4.2MPa.

4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A análise dos valores obtidos para o módulo de elasticidade secante permite concluir acerca do comportamento não linear à compressão das paredes de junta seca serrada (tipo PS). De acordo com resultados de Oliveira [3], verifica-se a existência de uma correlação linear positiva entre o valor do módulo de elasticidade e o nível de tensão normal instalada. Esta tendência não se mantém porém em paredes com junta de argamassa (tipo PI) já que os valores do módulo de elasticidade apresentam a mesma ordem de grandeza para os três níveis de tensão estudados, ver Quadro 1.

Quadro 1: Valores médios do módulo de elasticidade

Parede	$\sigma_v=0.5\text{MPa}$	$\sigma_v = 0.875\text{MPa}$	$\sigma_v = 1.25\text{MPa}$
Tipo PS	3293.6	4102.1	4766.1
Tipo PI	3921.1	3975.0	3931.4

O comportamento das paredes para acções cíclicas horizontais no plano é avaliado, em seguida, em termos da sua resposta com base nos diagramas força-deslocamento horizontal, resistência máxima a acções horizontais cíclicas no plano, deformabilidade, padrões de fendilhação e ainda em termos dos mecanismos de rotura.

4.1. Mecanismos de rotura e padrões de fendilhação

As paredes de junta seca serrada ensaiadas para diferentes níveis de tensão vertical não apresentam diferenças significativas quanto ao modo de deformação. De um modo geral não se regista a abertura de fendas para pequenos deslocamentos horizontais impostos, entre 2.5 e 5mm. À medida que o deslocamento horizontal aumenta vão surgindo progressivamente fendas diagonais de corte na sequência indicada na Figura 5a,b, resultantes da flexão introduzida. Ainda que a ordem de formação das fendas seja a mesma para os três níveis de carga, o deslocamento horizontal que marca o início de cada fenda depende do nível de tensão instalado. Após a abertura da fenda diagonal desde o topo à base da parede nos dois sentidos da actuação da carga, deformada em forma de X, a parte da parede acima da fenda executa um movimento de corpo rígido, fazendo-se a transferência de tensões apenas nos cantos inferiores da parede, conduzindo à formação de um diagrama de tensões não linear na parte activa da parede, ver [4]. Este tipo de deformação conduz por outro lado a uma concentração de tensões

de compressão nos cantos inferiores das paredes, de que pode resultar dano das pedras para elevados níveis de tensão normal.

Para níveis de tensão de compressão baixos ($\sigma_v=0.5\text{MPa}$), a rotura característica de paredes de junta seca serrada, PS2.1, PS2.3, e PS2.4, associa um modo misto de rotura por corte, correspondente ao alcance do limite de resistência ao corte da junta seca em que apenas é mobilizado o atrito entre as pedras, com o movimento de corpo rígido para grandes deslocamentos horizontais da parede, *rocking*, não se verificando qualquer tipo de dano das unidades de pedra. Para níveis de tensão de compressão mais elevados, ($\sigma_v=0.875, 1.25\text{MPa}$), à formação de fendas diagonais de corte e ao movimento de corpo rígido está também associado o esmagamento das pedras nos cantos inferiores da parede, PS1.1, PS1.2, PS1.3 e PS3.2, ver Figura 5c.

O processo cíclico de abertura de fendas diagonais que envolve mecanismos puros de deslizamento vertical, horizontal e ao longo de planos inclinados das pedras, pode conduzir neste tipo de paredes e para acções cíclicas, ao progressivo deslocamento para fora do plano das pedras adjacentes às fendas diagonais formadas, ver Figura 5d.

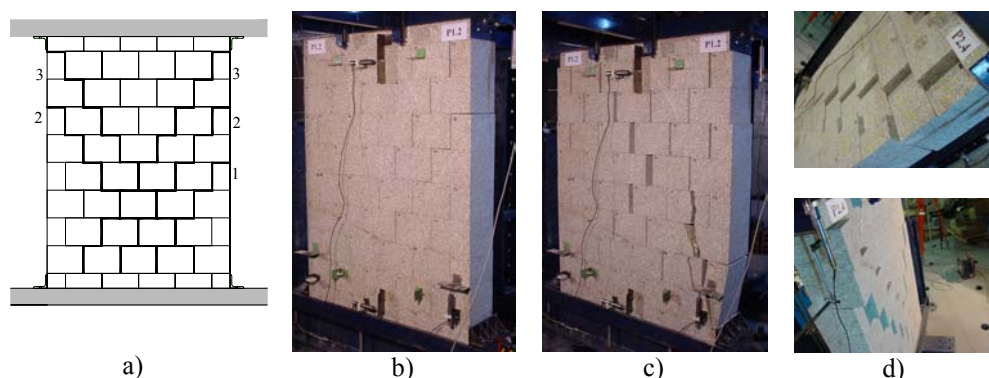


Figura 5: a) Esquema das fendas; b) abertura simultânea de fendas diagonais; c) modo de rotura da parede PS1.2; d) deslocamento lateral das pedras adjacentes às fendas diagonais

À semelhança do que acontece em paredes de junta seca, o mecanismo de rotura das paredes de junta argamassada depende essencialmente do nível de carga vertical, ver [3,5-8]. Para o nível de tensão vertical $\sigma_v=0.5\text{MPa}$, paredes PI2.1 e PI2.2, mobiliza-se numa fase inicial a resistência da argamassa à tracção na junta horizontal inferior, ver Figura 6a, verificando-se a separação de parte da base da parede relativamente ao apoio e progressivo levantamento desta com o aumento do deslocamento horizontal e consequentemente com o nível de carga horizontal e correspondente momento de derrube. Este mecanismo inclui também a abertura de fendas horizontais de elevada espessura nas juntas da primeira e segunda fiada em ambos os sentidos de progressão do deslocamento horizontal, ver Figura 6a. A formação destas fendas horizontais é acompanhada pela abertura de fendas diagonais em forma de escada seguindo o caminho das juntas verticais e horizontais de argamassa. Na fase final, a rotura da argamassa por corte na junta horizontal nos cantos superiores conduz ao aumento da abertura da fenda diagonal desde o canto superior até à base com refechamento das fendas horizontais e rotação da parte da parede acima da fenda diagonal, ver Figura 6b. Note-se que a formação deste último mecanismo de rotura não resulta do aumento da capacidade de carga da parede mas sim da rotura local da junta de argamassa. Nas paredes PI1.1 e PI1.2, submetidas a um nível de tensão de compressão de 1.25MPa , verifica-se inicialmente a abertura de fissuras nas juntas

verticais de argamassa que se propagam até às juntas horizontais adjacentes formando fendas diagonais em ambos os sentidos da carga. Com o aumento da amplitude dos deslocamentos impostos, a espessura destas fendas atinge valores significativos. O colapso da parede PI1.1 ocorre com a rotura brusca das pedras do canto inferior esquerdo por compressão, enquanto que na parede PI1.2 apenas a pedra central fissa dando-se o desmoronamento do triângulo lateral esquerdo, ver Figura 6c. Em ambos os casos se verifica o esmagamento da argamassa nos cantos superiores. Para o nível de tensão de 0.875MPa obtêm-se colapsos diferentes nas paredes PI3.1 e PI3.2. Na parede PI3.2 formam-se duas fendas diagonais em forma de X, dando-se posteriormente a rotura da junta horizontal de argamassa nos cantos superiores e consequente movimento de corpo rígido da parte acima da fenda diagonal por rotação, ver Figura 6d. Na parede PI3.1 verifica-se a fissuração generalizada nas juntas com desenvolvimento de dano nas pedras do canto inferior esquerdo.

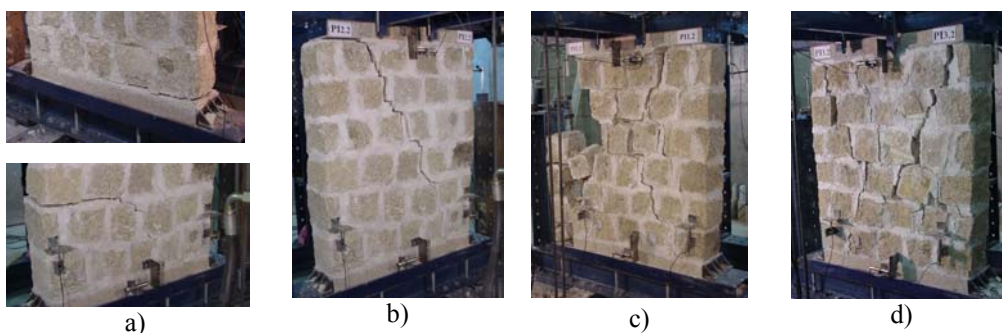


Figura 6: Padrões de fendilhação; a,b) parede PI2.2; c) parede PI1.2; d) parede PI3.2

4.2. Diagramas força-deslocamento

Os diagramas força-deslocamento horizontal tipo, que caracterizam o comportamento histerético das paredes para acções cíclicas horizontais, estão indicados da Figura 7 à Figura 10. As curvas força-deslocamento horizontal típicas do comportamento de paredes de junta seca serrada, indicadas na Figura 7a,b e Figura 8a, são praticamente simétricas e apresentam forma de S associada ao mecanismo de rotura por deformação de corpo rígido, *rocking*, ver também [4] e [9-10]. Estas paredes possuem elevada capacidade de deformação, ao mesmo tempo que não apresentam degradação de rigidez ou resistência.

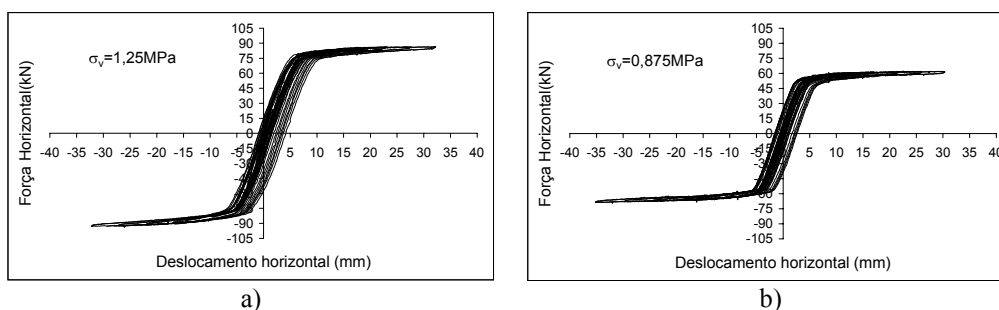


Figura 7: Diagramas força-deslocamento horizontal; a) parede PS1.3; b) parede PS3.1

Em alguns casos o diagrama apresenta uma translação no eixo horizontal correspondente ao deslizamento horizontal das pedras da diagonal que liga os cantos superior e inferior da parede que se acumula à medida que o deslocamento horizontal da parede aumenta. Ainda que a forma dos diagramas força-deslocamento não dependa da carga vertical, a força horizontal máxima, ver Quadro 2, está directamente relacionada com a tensão vertical, sendo possível obter uma correlação linear entre estas grandezas, ver Figura 8b. Das curvas força-deslocamento horizontal com andamento linear elástico, correspondentes ao ciclo inicial com deslocamento de amplitude de 2.5mm, é ainda possível obter os valores da rigidez lateral inicial das paredes através do cálculo da inclinação da linha que liga os picos de carga. A análise dos resultados, ver Quadro 2, permite concluir que a rigidez depende também do nível de tensão normal, sendo contudo mais notória a diferença entre os níveis de 0.5 e 1.25 MPa. Constata-se ainda que não existe variação significativa entre os valores determinados para os dois sentidos de aplicação do deslocamento, uma vez que as paredes são simétricas e têm nesta altura ainda comportamento linear e elástico.

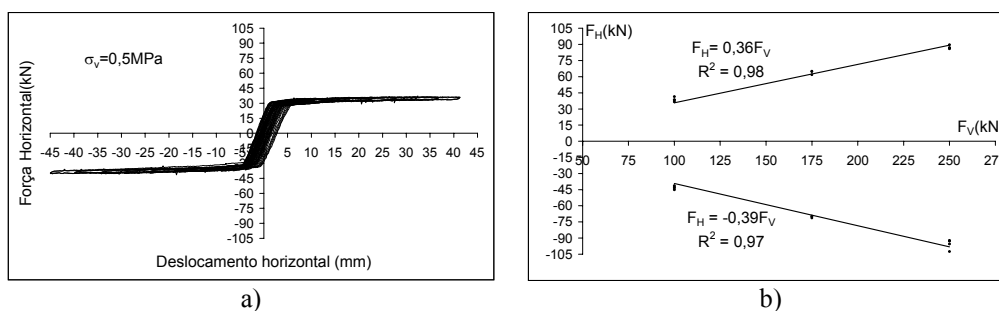


Figura 8: a) Diagrama força-deslocamento horizontal da parede PS2.4; b) correlação entre os valores da força horizontal e vertical

A comparação das curvas força-deslocamento obtidas para as paredes com junta de argamassa, tipo PI, submetidas a pré-cargas verticais de 250, 100 e 175kN e indicadas nas Figura 9, 10 e 11, respectivamente, permite concluir que a forma destas depende do nível de carga vertical. Os diagramas das paredes PI1.1 e PI1.2 indicam a degradação de resistência e rigidez, ao mesmo tempo que traduzem elevada capacidade de absorção de energia. A diminuição brusca da rigidez da parede PI1.1 no último ciclo, para um valor de deslocamento horizontal de 25mm, corresponde ao colapso da parede com a rotura das pedras do canto inferior esquerdo.

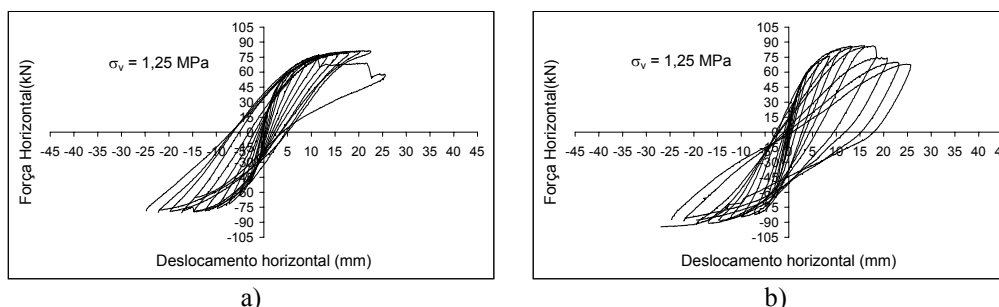


Figura 9: Diagramas força-deslocamento horizontal; a) parede PI1.1; b) parede PI1.2

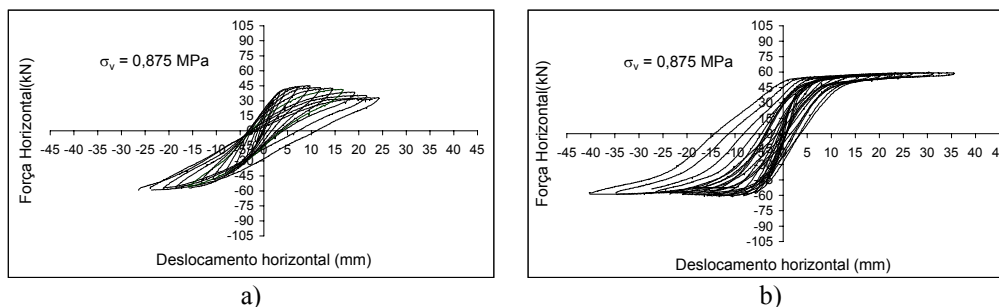


Figura 10: Diagramas força-deslocamento horizontal; a) parede PI3.1; b) parede PI3.2

As paredes PI3.1 e PI3.2, submetidas ao mesmo nível de carga vertical de 175kN, exibem curvas com formas distintas, principalmente para deslocamentos positivos. Para isto contribui o facto de a geometria da parede PI3.1 não ser simétrica em termos de assemblagem e dimensões das pedras na largura da parede tendo-se verificado que a colocação de pedras com menores dimensões no canto inferior esquerdo conduziu, por um lado, a uma resistência inferior a acções horizontais e, por outro, à diminuição progressiva de rigidez com o aumento das deformações e consequentemente com a abertura de fendas.

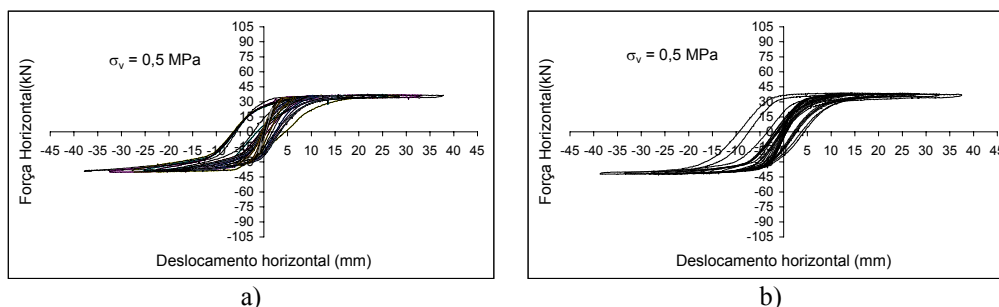


Figura 11: Diagramas força-deslocamento horizontal; a) parede PI2.1; b) parede PI2.2

A parede PI3.2 bem como as paredes PI2.1 e PI3.2 apresentam elevada capacidade de deformação e absorção de energia sem praticamente degradação de resistência ou rigidez. À forma destas curvas está associado o mecanismo de rotura por flexão, *rocking*, após a formação de fendas diagonais ou horizontais como foi descrito anteriormente.

À semelhança do que acontece em paredes de junta seca serrada, a rigidez lateral depende da carga vertical aplicada com excepção do valor da rigidez inicial obtida para a parede PI3.1, que é substancialmente inferior ao valor da parede PI3.2, o que poderá ser atribuído à fendilhação pré-existente devida à retracção da argamassa durante o processo de cura. Daqui se pode concluir também que, para além da tensão vertical instalada, a rigidez lateral depende também dos materiais constituintes. Em termos comparativos, importa referir que a rigidez das paredes tipo PI é ligeiramente superior à rigidez lateral obtida para as paredes de junta seca serrada, tipo PS. Relativamente à capacidade resistente para acções horizontais cíclicas, as paredes de junta seca serrada apresentam valores médios superiores em 5% para os níveis de carga de 250 e 100kN, aumentando a diferença para aproximadamente 18% no caso do nível de carga de 175kN, tendo em conta no entanto os resultados da parede PI3.1, ver Quadro 2.

Quadro 2: Valores máximos das cargas horizontais

Parede	Fv(kN)	Fh(+)(kN)	Fh(-)(kN)	Rigidez inicial (-+) (kN/mm)	Rigidez inicial (+-) (kN/mm)
P1.1	250	89.6	102.6	19.61	20.46
P1.2	250	86.0	92.2	18.98	19.65
P1.3	250	86.6	92.8	19.73	20.0
P1.4	250	86.9	95.6	-	-
P2.1	100	38.3	43.6	10.16	10.44
P2.2	100	36.4	31.4	6.35	6.54
P2.3	100	38.5	42.7	11.07	11.10
P2.4	100	45.1	41.4	11.83	12.52
P3.1	175	61.8	69.7	18.28	17.90
P3.2	175	64.8	71.3	18.24	18.35
P3.3	175	65.1	70.1	17.35	18.37
PI1.1	250	80.3	79.1	22.47	20.34
PI1.2	250	86.3	91.0	23.38	23.38
PI2.1	100	37.3	41.2	15.43	15.54
PI2.2	100	37.9	42.4	12.78	12.32
PI3.1	175	44.8	57.9	13.12	11.61
PI3.2	175	59.1	60.3	17.82	18.16

5. CONCLUSÕES

Dos resultados dos ensaios cíclicos conduzidos em paredes de alvenaria de pedra com diferente arranjo das pedras em alçado, conclui-se que de um modo geral apresentam elevada capacidade de deformação e absorção de energia sem uma significativa perda de resistência após o início da fendilhação. Os mecanismos de rotura e os padrões de fendilhação encontrados dependem do nível de carga vertical aplicada, bem como das características mecânicas dos materiais constituintes, nomeadamente da resistência mecânica da pedra e da resistência da junta de argamassa à tracção e ao corte. Ainda que os mecanismos de rotura, traduzidos pelos diagramas força-deslocamento exibidos pelos dois tipos de paredes, sejam distintos, não se verificam diferenças muito significativas em termos de capacidade resistente. Existe todavia maior dispersão de resultados em paredes com junta de argamassa que pode ser atribuída a uma maior variabilidade da geometria.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a colaboração prestada pela empresa Augusto Ferreira (Engº Filipe Ferreira) na execução das paredes não regulares, e à empresa Bettor MBT (Engº Filipe Dourado) no fornecimento da argamassa pré-doseada Albaria de aleitamento estrutural.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Faella, G. et al., "Stress-Strain Relationships for Tuff Masonry: Experimental Results and Analytical Formulations" *Masonry International*, vol. 7, n°2, 1993, pp. 55-61.
- [2] Knutsson, H.H.; Nielson, J., "On the Modulus of Elasticity for Masonry" *Masonry International*, vol. 9, n°2, 1995, pp. 57-61.
- [3] Oliveira, D., "Experimental and Numerical Analysis of Blocky Masonry Structures under Cyclic Loads", *Tese de Doutorado*, Universidade do Minho, 2002, 221p.
- [4] Madan, A. et al, "Hysteretic Behaviour of Concrete Masonry Shear Walls with Unbonded Reinforcement", *TMS Journal*, vol. 18, n°1, 2000, pp. 31-44.
- [5] Zhuge, Y. et al., "Behaviour of Unreinforced Brick Masonry Under Lateral Cyclic Loading" in *TMS Journal*, vol.14, n°2, 1996, pp. 55-62.
- [6] Samarasinghe, W. et al., "Behaviour of Brick Masonry Shear Walls" *The Structural Engineer*, vol. 59B, 1981, pp. 42-48.
- [7] Mann, W.; Müller, H., "Failure of Shear-Stressed Masonry – An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls" *The Structural Engineer, Proc. British Ceramic Society*, n° 30, 1982, pp. 223-235.
- [8] Bosiljkov, V. et al., "Performance Based Studies of In-plane Loaded Unreinforced Masonry Walls", *Masonry International*, vol. 16, n°2, 2003, pp. 39-50.
- [9] Zeiny, Al, "Evaluation of the Seismic Performance of Brick Walls Retrofitted and Repaired by Expansive Epoxy Injection", *TMS Journal*, vol. 21, n°1, 2003, pp. 55-68.
- [10] Anthoine, A. et al., "Shear-compression Testing and Analysis of Brick Masonry Walls" *10th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, 1995, ISBN 90 54105283, pp. 1657-1662.

