

COMPORTAMENTO DAS PAREDES NÃO ESTRUTURAIS A AÇÕES SÍSMICAS



Paulo B. LOURENÇO
Professor Catedrático
Universidade do Minho, Guimarães



Manuel F. PAULO PEREIRA
Doutorando
Universidade do Minho, Guimarães



João C. LEITE
Doutorando
Universidade do Minho, Guimarães



Alfredo CAMPOS COSTA
Investigador Principal.
LNEC, Lisboa

SUMÁRIO

A análise dos resultados dos sismos recentes relativamente a edifícios de betão armado com paredes de enchimento em alvenaria é preocupante. As imagens de expulsões para fora do plano e dano excessivo no plano são recorrentes e são também testemunhos de práticas erradas, soluções inadequadas e / ou projeto deficiente. A normativa europeia, a aplicar num futuro muito próximo, responsabiliza o projetista de estruturas pelo desempenho dos elementos não estruturais e obrigará a alterações radicais na forma como construímos as paredes de alvenaria, impedindo a utilização de panos de preenchimento de alvenaria não armada em Portugal. A Universidade do Minho, em colaboração com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, desenvolveu recentemente um amplo programa de investigação que inclui ensaios estáticos e dinâmicos em pórticos de betão armado preenchidos com panos alvenaria armados e não armados. No presente artigo, apresentam-se, de forma breve, os resultados obtidos, bem como a normativa nacional aplicável e recomendações para projeto.

1. INTRODUÇÃO

As paredes de alvenaria em Portugal têm, quase exclusivamente, funções de vedação e enchimento. No entanto é um facto bem conhecido que as paredes contribuem para o comportamento sísmico do sistema estrutural. A teoria e a prática demonstraram repetidamente que as paredes de enchimento em alvenaria podem afetar de forma positiva o comportamento sísmico de edifícios, desde que eventuais interações negativas entre o enchimento e a estrutura sejam evitadas.

Os danos em paredes de alvenaria têm consequências muito gravosas. Estes danos podem, de forma simplificada, ser classificados em dois tipos: (a) colapso para fora do plano da parede, habitualmente com perda de vidas humanas devido ao derrube e queda da parede, ver Figura 1, e custos elevadíssimos de reconstrução pós-sismo; (b) danos no plano da parede, mesmo em caso de danos reduzidos ou inexistentes na estrutura resistente, habitualmente com custos de reconstrução e reabilitação pós-sismo elevados.



(a)



(b)

Figura 1 : Derrube e queda de paredes de alvenaria de enchimento devido ao efeito de um sismo: (a) L' Aquila (2009), Itália; (b) Lorca (2011), Espanha.

Num sismo recente na Grécia (Parnitha, Magnitude 5.9, Setembro 1999), a Organização Grega de Escolas contabilizou 60% dos custos de reparação devido a danos nas paredes de enchimento e custos associados, nomeadamente revestimentos e reposição de instalações diversas (águas, eletricidade, etc.) [1]. Ainda mais gravoso, um estudo estatístico recente [2],[3] refere os elevadíssimos custos (até 80% do valor total dos edifícios) da atividade de reconstrução de elementos não estruturais, incluindo paredes de enchimento, revestimentos, tetos falsos, janelas, portas e instalações.

A presente comunicação apresenta os aspetos relativos a ensaios recentes sobre paredes de alvenaria de enchimento realizados na Universidade do Minho e no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, tendo em vista o dimensionamento e pormenorização das paredes de alvenaria, referindo-se ainda os aspetos da nova regulamentação europeia, nomeadamente o Eurocódigo 8. Salienta-se que a responsabilidade dos danos nas paredes de alvenaria, ainda que não estruturais, passará a ser claramente atribuída ao projetista de estruturas, o que representa uma alteração significativa face à legislação atual. A revisão de outros ensaios e a discussão dos efeitos das paredes sobre os pórticos foi realizada em [4].

2. ENSAIOS ESTÁTICOS

O objetivo dos ensaios estáticos realizados é a avaliação do comportamento a ações perpendiculares ao plano de paredes de alvenaria de enchimento com dano prévio no plano, pretendendo-se desta forma representar a ação dos sismos, que introduz nas paredes efeitos combinados no plano e fora do plano.

A primeira fase do trabalho incluiu uma recolha bibliográfica e uma modelação dos painéis, que permitiram definir as características geométricas, as secções de elementos de betão armado e a história de deslocamentos a aplicar. Em seguida, foi avaliado o comportamento mecânico de provetes de alvenaria representativos das paredes. Finalmente, foi introduzido dano prévio nos painéis de alvenaria, que subsequentemente foram ensaiados fora do plano.

2.1. Caracterização dos Painéis

Os tipos de paredes considerados e as suas referências são as seguintes: 1) Wall_REF - Pórtico de betão armado preenchido com alvenaria, que será considerada como a parede de referência; 2) Wall_DPA - Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria rebocada; 3) Wall_JAR - Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria rebocada, com reforço nas juntas horizontais; 4) Wall_RAR - Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria, com reforço em malha metálica embebida no reboco da face exterior e interior do painel. Todas as paredes foram realizadas com os mesmos materiais e geometria. As armaduras colocadas correspondem aos valores mínimos do Eurocódigo 6 para controlo de fendilhação [5], ver Figura 2 e Figura 3.

A geometria das paredes foi condicionada pelo enquadramento deste trabalho no projeto de investigação. De um estudo preliminar resultou a definição de um modelo de edifício do qual foi extraído um painel para ensaiar a resposta mecânica sob ações estáticas. O painel considerado é do primeiro andar da fachada do modelo considerado para os edifícios, ver Figura 4a. A geométrica resultante, com as adaptações necessárias para levar a efeito os ensaios, é a representada na Figura 4b.

Com a campanha experimental pretende-se determinar o comportamento de pórticos preenchidos a alvenaria, sem e com armadura, construídos de acordo com o processo construtivo tradicional. O processo construtivo das paredes consistiu nas seguintes etapas: 1) construção e cura dos pórticos de betão armado; 2) construção do painel de alvenaria de preenchimento (com ou sem armadura); 3) colocação de reboco (com ou sem armadura). O processo construtivo tem particular importância, devido às consequências, em termos de comportamento mecânico, no modo de construção do painel de enchimento. A colocação da alvenaria é feita por fiadas horizontais sucessivas, sempre a partir de um dos pilares. À primeira unidade de alvenaria é aplicada argamassa na face de assentamento e na face vertical. A unidade é então pressionada contra a base de assentamento e contra o pilar de início. A última unidade em cada fiada horizontal é, para efeitos de compatibilidade dimensional,

normalmente cortada, tal como se executou nestes ensaios. O mesmo se passa com a última fiada da parede e a ligação com a viga superior. O espaço entre a unidade e a viga é usualmente preenchido, de forma deficiente, com argamassa.

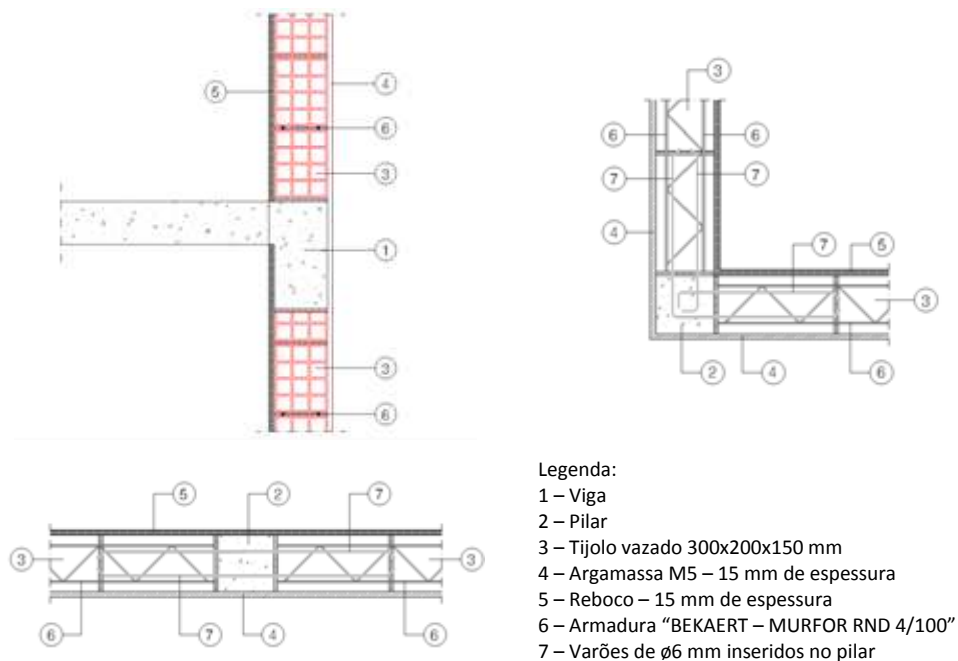


Figura 2 : Armadura colocada nas paredes WALL_JAR.

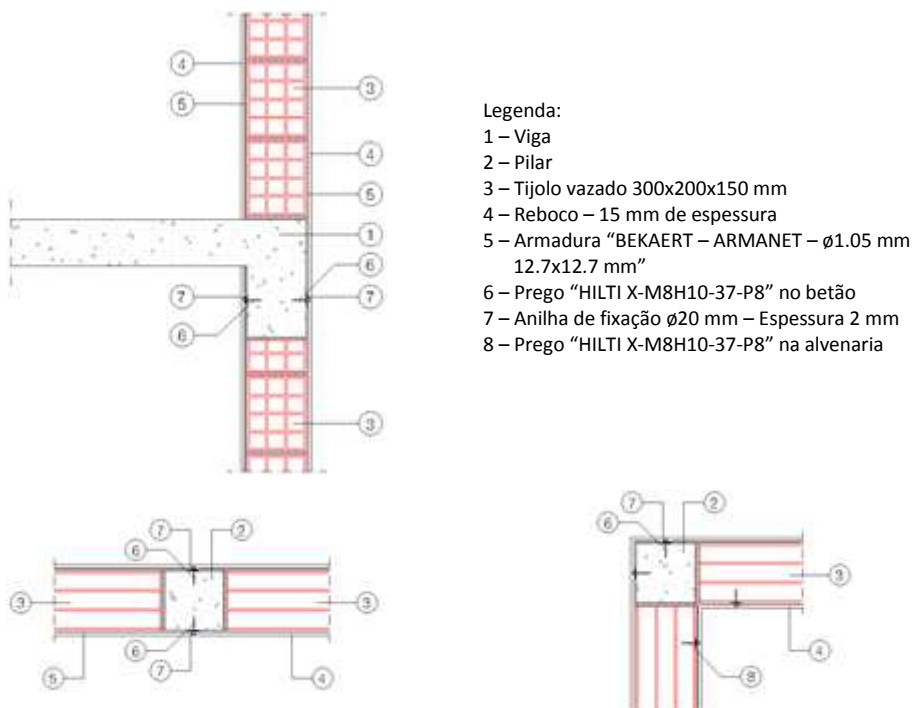


Figura 3 : Armadura colocada nas paredes WALL_RAR.

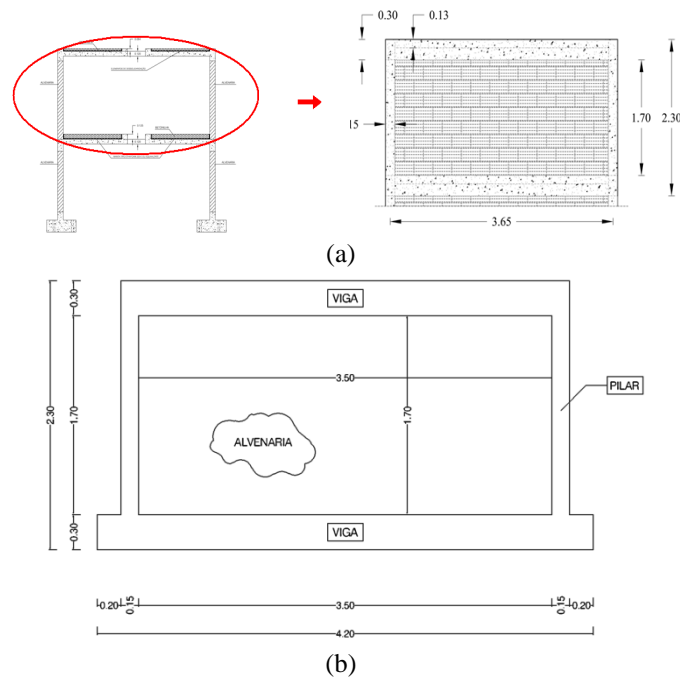


Figura 4 : Caracterização dos painéis de alvenaria: (a) Localização; (b) Geometria.

2.2. Sistema de Ensaio

Para a realização dos ensaios no plano e para fora do plano, houve a necessidade de criar um esquema que permitisse aplicar ao painel de alvenaria deslocamentos em ambas as direções. O ensaio no plano, ver Figura 5, é efetuado aplicando deslocamentos horizontais cíclicos ao painel de alvenaria até atingir um valor previamente estabelecido (deslocamento relativo ou *drift* de 0.5%). Optou-se pela realização de um ensaio cíclico por corresponder a uma melhor simulação do efeito de um sismo. No ensaio no plano foi prevista a aplicação de cargas verticais nas zonas dos pilares. Essas cargas foram materializadas sobre a forma de dois atuadores, sobre cada pilar e ligados à base de apoio da parede. O ensaio para fora do plano consistiu na aplicação de deslocamentos ao painel em ambos os sentidos, ver Figura 6. Esses deslocamentos foram transmitidos ao painel através de dois atuadores, um para cada direção. Para os painéis com resistência mais baixa, estes atuadores transmitiam a carga a uma estrutura onde se encontravam quatro airbags que faziam a transmissão final de carga. Os airbags encontravam-se ligados entre si através de um sistema hidráulico, de modo a terem todos a mesma pressão.

2.3. Resultados

Apresentam-se em seguida, com mais detalhe, os resultados para o painel de referência. O comportamento do painel até à conclusão do ensaio pode ser descrito em quatro fases. Na primeira fase do comportamento todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente. A entrada em regime não linear (fase 2) inicia-se, em ambos os sentidos, para um deslocamento relativo na ordem dos 0.02-0.025%, incluindo: 1) separação nas juntas verticais, entre os pilares e a alvenaria; 2) separação da junta horizontal entre a viga de topo e a alvenaria; 3) início de esmagamento, nos cantos superiores entre a viga de topo e a alvenaria; 4) aparecimento de fissuras na alvenaria; 5) aparecimento de uma fenda diagonal no nó de ligação entre o topo do pilar e a viga. A resistência máxima é alcançada imediatamente antes do esmagamento da interface/alvenaria na parte superior da parede. O padrão de fendilhação do painel no final do ensaio está indicado na Figura 7a.

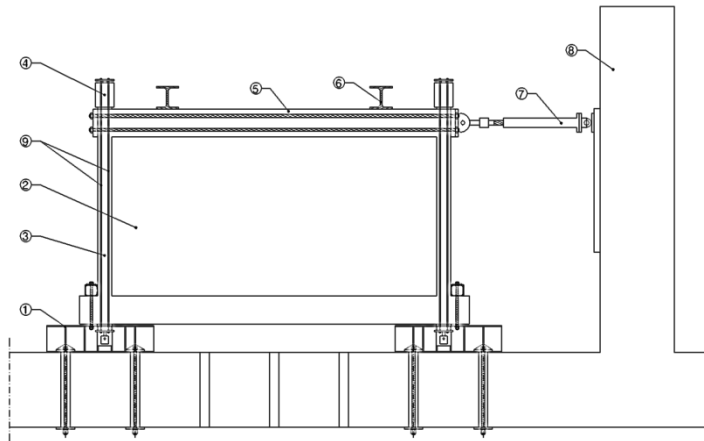


Figura 5 : Sistema de ensaio no plano: 1 - Bases metálicas; 2 - Painel de alvenaria; 3 - Pórtico de betão armado; 4 - Atuador para introduzir esforço normal; 5 - Tirantes de aço para inversão do sentido de carga; 6 - Perfil metálico ligado à laje de betão na base, para reação aos atuadores verticais; 7 - Atuador horizontal; 8 - Parede de reação; 9 - Tirantes de reação.

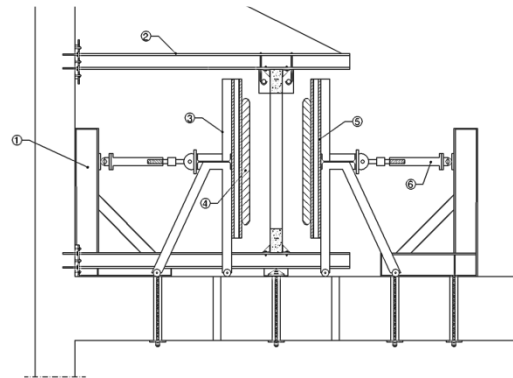


Figura 6 : Sistema de ensaio fora do plano: 1 - Pórtico de reação para o atuador horizontal; 2 - Viga transversal para o pórtico de betão armado; 3 - Estrutura de aplicação de carga e de suporte para os airbags; 4 - Airbags; 5 - Painel de madeira; 6 - Atuador horizontal.

Após ter sido introduzido dano na parede pela realização do ensaio no plano, foi efetuado o ensaio para fora do plano. O dano introduzido pelo ensaio no plano, nomeadamente a fissuração introduzida ao longo do interface de ligação entre o tijolo e os elementos de betão, alterou de uma forma substancial as condições de apoio da alvenaria. A Figura 7b apresenta o mapa de fendas e dano que a parede apresentava no final do ensaio.

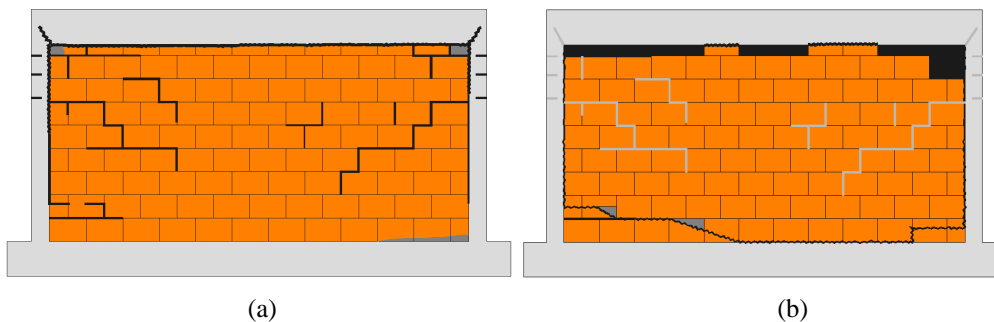


Figura 7 : Fendas e dano para a parede de referência: (a) Após ensaio no plano; (b) Após ensaio fora do plano.

A parte superior da parede apresentava uma grande percentagem de unidades com colapso total ou parcial, resultante do facto de a parede ter sido expulsa do plano do pórtico envolvente como pode ser constatado na sua fase intermédia, na Figura 8a, e na fase final, na Figura 8b, onde podemos observar a expulsão completa do painel de alvenaria para fora do plano. É evidente que este mecanismo de rotura com um eixo de rotação na base foi potenciado pelo padrão de fendilhação ocorrido no ensaio no plano. Com a separação lateral e o esmagamento do topo da parede, a parede adquiriu um comportamento do tipo consola, com o padrão de fendilhação horizontal observado na base, que demonstra claramente a necessidade de ligar as paredes ao pórtico, pelo menos lateralmente.



Figura 8 : Movimento da parede para fora do plano entre o pilar e a parede: (a) Fase intermédia do ensaio; (b) Separação completa do painel de alvenaria do pórtico de betão armado.

A Figura 9 apresenta diagramas típicos da resposta no plano e fora do plano para as paredes, bem como as respetivas envolventes, ver [6]. No plano verifica-se um excelente comportamento dissipativo, Figura 9a, sendo que em todos os ensaios foi ultrapassada a força máxima e o comportamento obtido foi bastante dúctil. A força máxima no plano foi obtida para um *drift* de cerca de 0.45% para as paredes simples (ou não armadas) e de 0.25% para as paredes armadas, devido ao atraso da fendilhação, manutenção da rigidez elástica até um deslocamento maior e maior rigidez em fase fendilhada destas, ver Figura 9c. A resistência no plano aumenta também para cerca do dobro, se compararmos as paredes não armadas com as paredes armadas.

Fora do plano, verifica-se também um comportamento dissipativo razoável, que é bastante superior no caso das paredes armadas. A resistência fora do plano aumenta cerca de quatro vezes, se compararmos as paredes não armadas com as paredes armadas. Salienta-se que o modo de rotura das paredes armadas fora do plano é totalmente distinto da parede não armada, com comportamento bidirecional claro, Figura 10.

3. ENSAIOS DINÂMICOS

Prevê-se que os ensaios dinâmicos incluam três modelos distintos, sendo que dois destes modelos já foram construídos e ensaiados. Nesta comunicação apenas se consideram estes dois modelos. A geometria dos modelos ensaiados foi baseada em estudos numéricos preliminares, tomando em consideração as dimensões máximas e a capacidade máxima em termos de carga da mesa sísmica do LNEC. De forma a estudar diferentes soluções para as paredes e a representar edifícios correntes em Portugal, o primeiro modelo foi projetado de acordo com a regulamentação nacional [7],[8] enquanto o segundo modelo foi projetado de acordo com a regulamentação europeia [9],[10]. As paredes de enchimento do primeiro modelo foram realizadas em parede dupla não armada com espessura de 0.11 m + 0.15 m, sem ligação entre panos e forra térmica do pilar e viga, solução ainda corrente apesar da regulamentação térmica, e as paredes de enchimento do segundo modelo foram realizadas com paredes com armaduras de junta, tal como prescrito em [10] e ilustrado na Figura 2. Para efeitos de definição da ação sísmica, o edifício localiza-se em Lisboa.

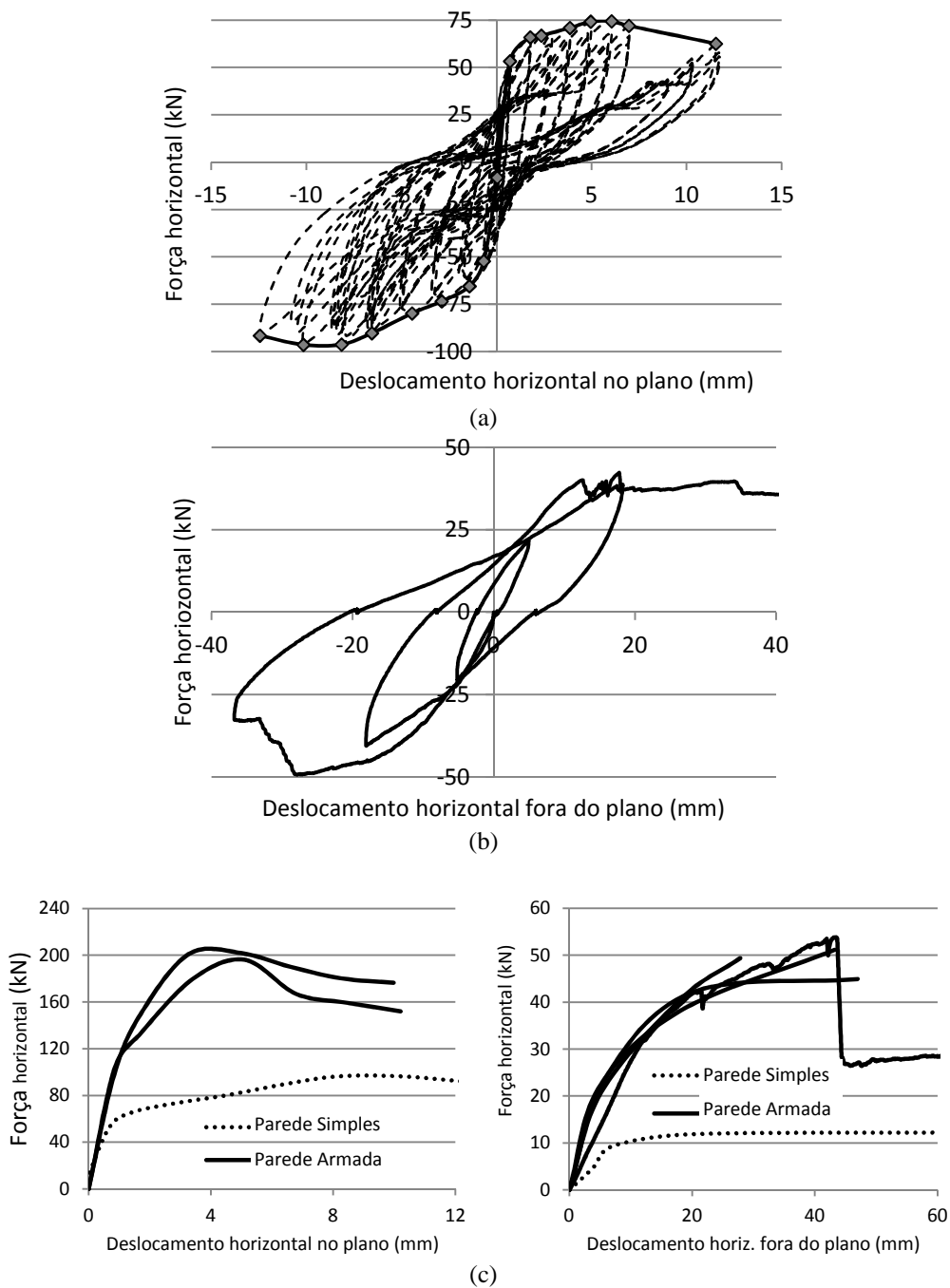


Figura 9 : Resultados dos ensaios em termos de diagramas força-deslocamento: (a) Exemplo típico de um resultado no plano; (b) Exemplo típico de um resultado fora do plano; (c) Envolturas no plano (3 paredes) e fora do plano (5 paredes, com duas repetições para cada parede armada).

Os modelos foram ensaiados à escala 1:1,5 de acordo com a lei de semelhança de Cauchy-Froude, ver Figura 11. Existem três estados limite considerados em [11] para avaliar e classificar o desempenho sísmico de uma estrutura (NC – Próximo do colapso, SD – Dano significativo e DL – Dano limitado), que correspondem a diferentes períodos de retorno do sismo (225, 475 e 2475 anos, respetivamente). Os níveis de ensaio na mesa sísmica foram definidos utilizando estes estado limite, sendo que um quarto nível foi definido de forma a corresponder à capacidade máxima da mesa. Ambos os modelos foram ensaiados nos quatro

níveis referidos, tendo o modelo não armado sofrido colapso durante o último nível enquanto o modelo armado ficou severamente danificado, mas não sofreu colapso. As paredes do modelo não armado na base foram todas expelidas para fora do plano enquanto nenhuma parede do modelo armado foi expelidas. Os resultados estão discutidos com detalhe em [12].



Figura 10 : Fendas e dano típicos para paredes armadas após ensaio no plano e fora do plano.

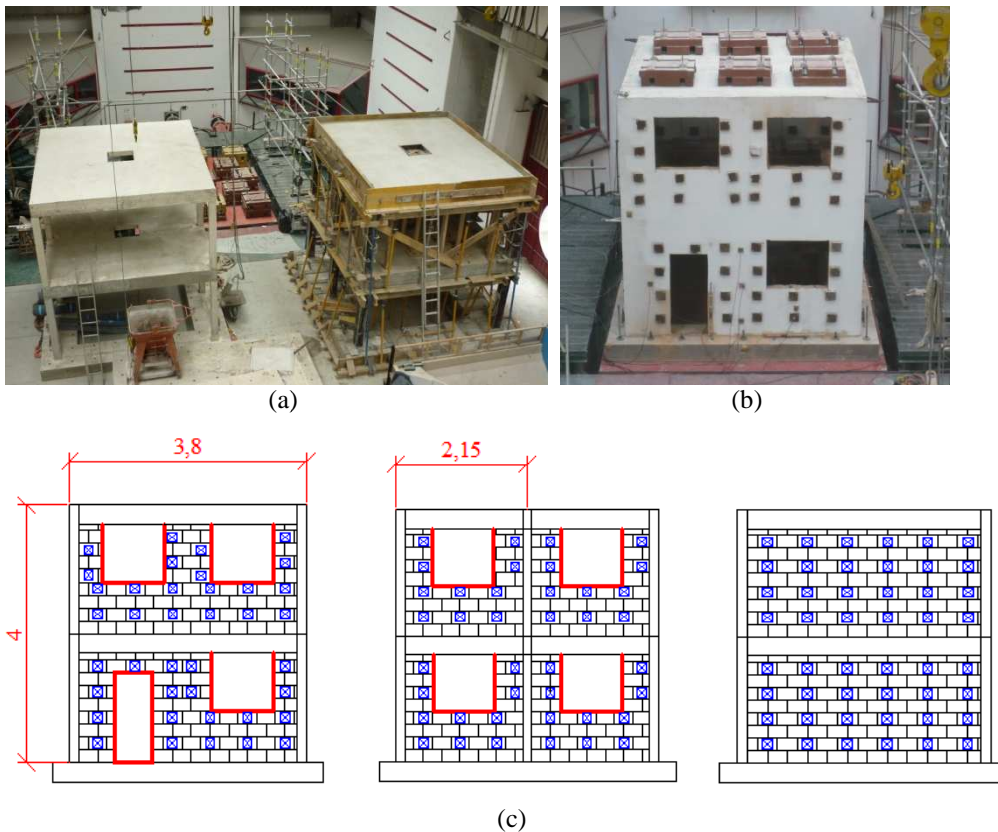


Figura 11 : Modelos ensaiados: (a) Construção; (b) Colocação sobre a mesa sísmica com massas adicionais na laje e paredes; (c) Geometria das paredes na frente, nos lados e atrás.

3.1. Resultados

Para a modelo não armado, os primeiros três níveis de solicitação conduziram a uma redução de 35% na primeira frequência, que é essencialmente transversal e com um pequena

componente de torção. A aceleração obtida nos dois panos da parede foi da mesma ordem de grandeza, verificando-se que as paredes inferiores possuem maiores acelerações que as paredes superiores no último nível de sollicitação. A estrutura de betão armado apresentava algum dano até este nível de sollicitação, enquanto as paredes não apresentavam praticamente dano. No último nível de sollicitação, os pilares do primeiro piso sofreram colapso devido ao dano instalado e à torção elevada, após colapso para fora do plano das paredes inferiores, ver Figura 12. As paredes superiores apresentavam muito pouco dano mesmo com o colapso observado.

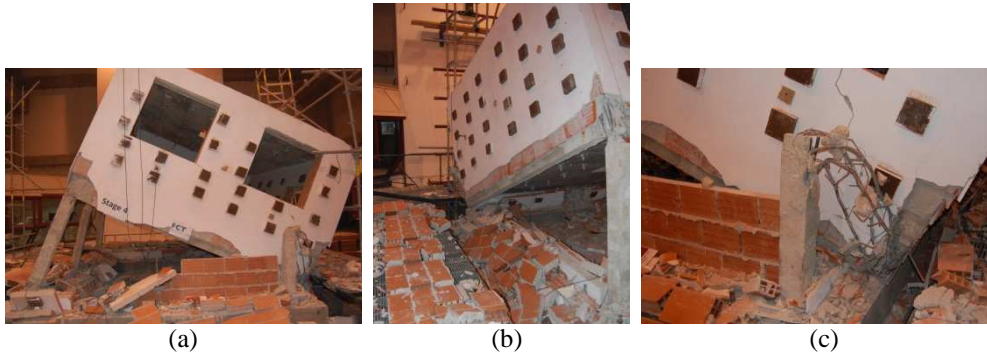


Figura 12 : Dano observado no modelo não armado: (a) Frente; (b) Trás; (c) Pormenor da rotura do pilar direito da frente.

Para o modelo com paredes armadas, os primeiros níveis de sollicitação conduziram a uma redução da frequência de apenas 10%, o que contrasta com uma redução de 80% de frequência para o último nível de sollicitação. Este resultado, bem como o dano observado, indica que a estrutura é irreparável ainda que não tenha sofrido colapso ou expulsão das paredes. Para o terceiro nível de sollicitação, ocorreu queda de reboco da estrutura de betão, particularmente nos pilares, ver Figura 13a. No último nível de sollicitação, as paredes inferiores ficaram totalmente separadas da estrutura porticada, não tendo sofrido colapso devido à ligação existente. As paredes superiores apresentaram também algum dano, o que indica uma adequada dissipação de energia. A estrutura de betão armado ficou gravemente danificada, sendo previsível também um colapso no piso inferior do tipo *soft storey* dada a diferença de rigidez entre os dois pisos nesta fase.

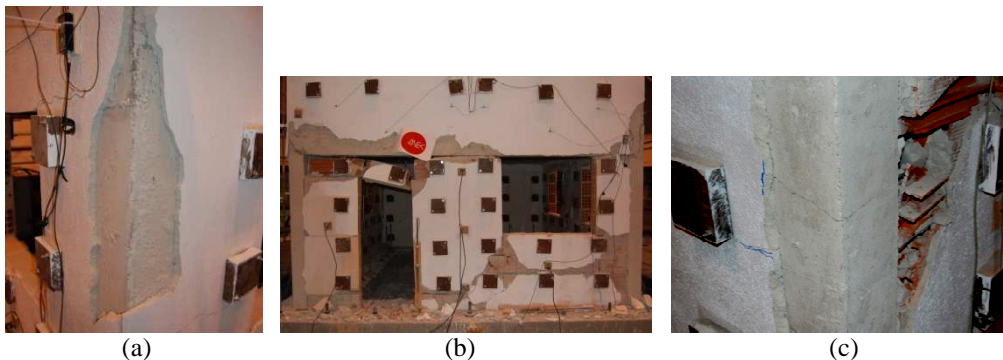


Figura 13 : Dano observado no modelo armado: (a) Perda de reboco; (b) Frente; (c) Fenda a meia altura de um pilar.

4. ASPETOS RELATIVOS AO PROJETO

A regulamentação sísmica recente [10],[13],[14] considera a necessidade de verificação de segurança de elementos não estruturais (parapeitos, antenas, equipamentos mecânicos, paredes de revestimento com tijolo face à vista, paredes de enchimento, etc.) e dos seus apoios, quando possam, em caso de colapso, causar riscos às pessoas, afetar a estrutura principal da construção ou afetar serviços de equipamentos críticos. Os modelos de análise estrutural a adotar deverão

tomar em consideração a importância e a perigosidade destes elementos. No caso das paredes de alvenaria não estruturais, o coeficiente de comportamento a adotar será de 2.0 [10].

No caso das paredes de alvenaria de enchimento (sem função estrutural), é necessário considerar no dimensionamento da estrutura resistente ao sismo: (a) as consequências da irregularidade em planta provocada pelas paredes de enchimento; (b) as consequências da irregularidade em altura provocada pelas paredes de enchimento; (c) as elevadas incertezas sobre o comportamento das paredes de enchimento (variação de propriedades mecânicas, variação da ligação aos elementos de contorno, alterações durante o período de vida do edifício, bem como, o dano não uniforme que ocorrerá na presença de um sismo); (d) o possível efeito local adverso devido à interação pórtico-enchimento, nomeadamente a rotura por corte dos pilares devida às escoras que a alvenaria forma; (e) no caso de um piso livre de paredes (“open storey”) por razões técnicas, arquitetónicas ou funcionais, é necessário adicionar paredes resistentes em betão armado que compensem a rigidez e resistência perdida das paredes de alvenaria de enchimento dos outros pisos [13].

Salienta-se ainda que, de acordo com a nova regulamentação não são permitidas alterações nas paredes de enchimento, sem justificação adequada e verificação sísmica por parte do projetista de estruturas. De um ponto de vista do projeto de estruturas porticadas correntes em betão armado, no caso de irregularidades nas paredes de enchimento, poderá ser necessário, no caso de excentricidade em planta, aumentar a excentricidade adicional ou, no caso de excentricidade em altura, aumentar os efeitos da ação sísmica sobre os elementos dos pisos respetivos.

Para os sistemas estruturais porticados, e em todo o país, é necessário adotar medidas para evitar a rotura frágil e a desagregação precoce das paredes de enchimento. Em particular, tem de ser evitado o colapso parcial ou total de painéis esbeltos de alvenaria. Como medidas para melhorar o comportamento das paredes de enchimento no plano e para fora do plano, o Eurocódigo 8 [10] recomenda a utilização de redes ligeiras no reboco, bem amarradas a pelo menos uma das faces, a utilização de ligadores ao pórtico e armaduras de junta, ou a utilização de montantes e cintas ligadas ao pórtico, ver Figura 14. No caso de aberturas de grandes dimensões, é essencial a utilização de cintas e montantes de contorno da abertura (ou a sua substituição por alvenaria armada com armadura de junta). Salienta-se que o regulamento sísmico italiano [14] é mais severo e prescreve a colocação de redes metálicas ligeiras no reboco de *ambas* as faces com um afastamento máximo entre varões de 0.50 m em ambas as direções, ou a colocação de armadura de junta com o espaçamento máximo de 0.50 m.

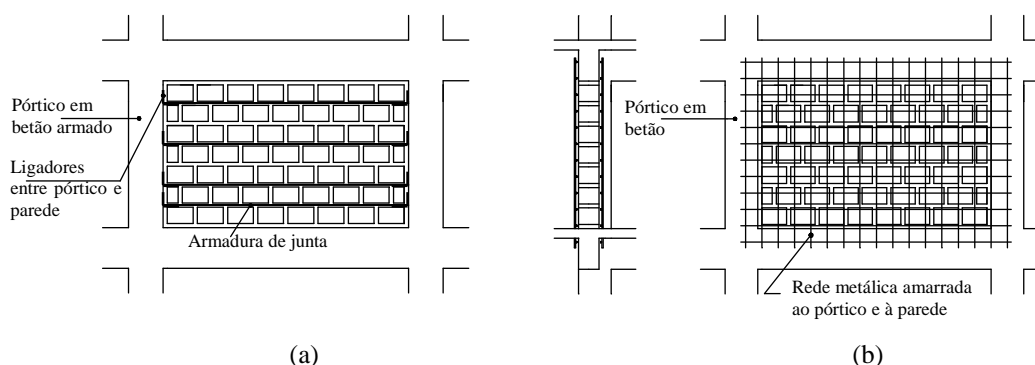


Figura 14 : Soluções para controlo de danos em paredes de enchimento sem aberturas: (a) alvenaria com armadura de junta e ligadores; (b) rede metálica ancorada à parede.

Em relação ao cálculo, o Eurocódigo 8 [10] considera os painéis de alvenaria de enchimento como elementos não estruturais e a solicitação sísmica deve ser calculada de acordo com o parágrafo 4.3.5.2(2), que exige o período de vibração do elemento não estrutural. Este período pode ser calculado através de um modelo simplificado do painel ligado ao pórtico estrutural com recurso a rótulas cilíndricas [15]. Em relação à resistência, o painel com armadura de junta pode ser calculado como ligado em três bordos, de acordo com o Eurocódigo 6 [5]. Refere-se no entanto que existem diferentes propostas na bibliografia para

cálculo da resistência do painel, que não foram implementadas na normativa europeia ou internacional.

5. CONCLUSÕES

Os custos de reparação de danos sísmicos em paredes de alvenaria não estruturais podem atingir valores incomportáveis, para sismos de magnitude média a elevada. Por outro lado, a perda de vidas humanas associada ao colapso para fora do plano das paredes de alvenaria é inaceitável e tem de ser impedida. Os ensaios apresentados demonstraram claramente que a combinação de ações no plano e fora do plano nas paredes devida ao sismo promove a separação entre os panos de alvenaria e os pórticos de betão armado, conduzindo a uma baixa resistência e a um colapso incontroável para fora do plano. A introdução de medidas simples de reforço das paredes, com ligação à estrutura de betão armado nos pilares, conduz a uma resistência quatro vezes superior à resistência das paredes não armadas. Salienta-se ainda o risco de colapsos frágeis dos edifícios, associados ao efeito combinado de paredes de alvenaria com tijolos de furação horizontal e estruturas porticadas de betão armado, claramente verificado no ensaio realizado no edifício com paredes de alvenaria não armada.

Na nova regulamentação sísmica europeia, as paredes de alvenaria de enchimento devem ser consideradas para efeitos de análise sísmica, tomando em consideração a sua irregularidade e eventuais efeitos adversos, bem como impedindo o seu colapso. A utilização de paredes de enchimento com armadura de junta ou redes ligeiras é essencial, permitindo também controlar a fendilhação das mesmas. O benefício económico das medidas simples propostas pelos regulamentos é muito significativo, em particular quando comparado com o custo adicional de construção, que é relativamente baixo.

6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pelo projeto PTDC-ECM-68188-2006, “ Soluções inovadores para paredes de alvenaria não resistentes”, da Fundação para a Ciência e Tecnologia. Agradece-se o contributo de diversas pessoas nos ensaios, sem os quais estes não teriam sido possíveis, incluindo os técnicos dos laboratórios na Universidade do Minho e no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, bem como o Doutor Paulo Candeias do LNEC e os Engenheiros José Dias Ferreira, Manuel Neto Pereira e Pedro Medeiros da Universidade do Minho.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Vintzileou, E. - Comunicação pessoal, 2003
- [2] Tiedemann H. - “A statistical evaluation of the importance of non-structural damage to buildings”, *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turquia, Vol. 6, pp. 617-624, 1980.
- [3] Tiedemann H. - “Structural and non-structural damage related to building quality”, *Proceedings of 7th European Conference on Earthquake Engineering*, Atenas, Grécia, Vol. 3, pp. 27-34, 1982.
- [4] Lourenço, P.B. - "Paredes de alvenaria armada II: O Problema Sísmico" *Ingenium*, 92, 64-67, 2006.
- [5] IPQ, NP EN 1996-1:2010, “Eurocódigo 6 – Projecto de estruturas de alvenaria. Parte 1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada”, 2010 (em votação na CT115).
- [6] Paulo Pereira, M.F., Neto Pereira, M.F., Dias Ferreira, J.E., Lourenço, P.B., Behavior of damaged masonry infill panels in RC frames subjected to out of plane loads, *Proceedings of the 7th Int. Conf. on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures*, Cracóvia, Polónia, CD-ROM, 2011.
- [7] R.S.A., Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. 1983.

-
- [8] R.E.B.A.P., Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983.
 - [9] IPQ, NP EN 1992-1:2010, “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios”, 2010.
 - [10] IPQ, NP EN 1998-1:2010, “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, 2010.
 - [11] CEN, EN 1998-3:2005, “Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”, 2005.
 - [12] Leite, J., Paulo Pereira, M.F., Lourenço, P.B., “Infill masonry: Seismic behavior of reinforced solutions”, *Proceedings of the 7th Int. Conf. Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures*, Cracóvia, Polónia, CD-ROM, 2011.
 - [13] Organização para a Proteção e Prevenção de Sismos, EPPO, “Regulamento sísmico grego”, NEAK (em grego), 2000.
 - [14] Gazzeta Ufficiale, OPCM 3274/03, “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”, 2003, com as alterações da OPCM 3431/05.
 - [15] Penna, A., Calvi, G.M., Bolognini, D., “Design of masonry structures with bed joint reinforcement”, *Seminário sobre paredes de alvenaria*, Universidade do Minho e LNEC, pp. 21-40, 2007.