

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/301626995>

SISTEMAS INOVADORES DE PAREDES DE ENCHIMENTO EM ALVENARIA PARA RESISTIR À AÇÃO SÍSMICA – VALIDAÇÃO...

Conference Paper · April 2016

CITATIONS

0

READS

56

4 authors:



[Luís Miguel Silva](#)

University of Minho

14 PUBLICATIONS 5 CITATIONS

[SEE PROFILE](#)



[Graça Vasconcelos](#)

University of Minho

144 PUBLICATIONS 623 CITATIONS

[SEE PROFILE](#)



[Paulo B. Lourenco](#)

University of Minho

698 PUBLICATIONS 6,295 CITATIONS

[SEE PROFILE](#)



[Farhad Akhondi](#)

University of Minho

10 PUBLICATIONS 6 CITATIONS

[SEE PROFILE](#)

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



ASPASSI - Safety evaluation and retrofitting of infill masonry enclosure walls for seismic demands

[View project](#)



INSYSME [View project](#)



**SISTEMAS INOVADORES DE PAREDES DE ENCHIMENTO EM
ALVENARIA PARA RESISTIR À AÇÃO SÍSMICA – VALIDAÇÃO
EXPERIMENTAL DE UM SISTEMA CONSTRUTIVO
NA UNIVERSIDADE DO MINHO**

L. SILVA
Investigador
Universidade do Minho
Guimarães-Portugal

G. VASCONCELOS
Professora Auxiliar
Universidade do Minho
Guimarães-Portugal

P. LOURENÇO
Professor Catedrático
Universidade do Minho
Guimarães-Portugal

F. AKHOUNDI
Investigador
Universidade do Minho
Guimarães-Portugal

SUMÁRIO

Os sismos recentes em L'Aquila (Itália, 2009, Mw=6.3), Van (Turquia, 2011, Mw=7.1), e Emilia Romagna (Itália 2012, Mw=6.0), entre outros, mostraram que o comportamento das paredes de enchimento em alvenaria não é o mais apropriado, existindo situações de colapso deste tipo de paredes no plano e para fora do plano, levando à perda de vidas humanas e a grandes custos de reparação.

A Universidade do Minho como parceira envolvida no projeto de investigação INSYSME (Innovative Systems for earthquake resistant masonry enclosures in RC buildings), financiado pela comissão europeia, procura estudar novos sistemas de paredes de enchimento em alvenaria, que combinem simplicidade tecnológica com baixo custo, e ainda propor recomendações para o projeto deste tipo de paredes face à ação sísmica. Neste âmbito foi desenvolvido um novo sistema de construção para este tipo de paredes, utilizando um tijolo comercial de furação vertical e varões de aço para reforço, embebidos em argamassa ao longo de roços verticais existentes nas faces exteriores dos tijolos, sendo ancorados na viga superior e inferior do pórtico.

Neste artigo apresenta-se o trabalho experimental desenvolvido na Universidade do Minho para a validação da solução proposta. Apresenta-se o trabalho de caracterização dos materiais e o processo de validação experimental baseado em ensaios cíclicos no plano, onde se verifica a influência da presença da parede de enchimento no comportamento global do sistema. Estes ensaios foram realizados em provetes de escala reduzida (1:1,5). Todos os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento, utilizando um padrão de carregamento definido com base nas recomendações da FEMA 461.

ABSTRACT

Recent earthquakes in L'Aquila (Italy, 2009, $M_w=6.3$), Van (Turkey, 2011, $M_w=7.1$) and Emilia Romagna (Italy 2012, $M_w=6.0$), among others, show that masonry infill walls behaviour is not satisfactory, existing collapse situations in infill walls for the in-plane and out-of-plane directions, leading to loss of life and major repair costs.

The University of Minho as a partner involved in INSYSME (Innovative Systems for earthquake resistant masonry enclosures in RC buildings) research project, funded by the European Commission, aims to study new masonry enclosures walls systems, combining technological simplicity with lower cost, and propose recommendations for the design of this type of walls due to the seismic action. In this context it was developed a new construction system for this kind of walls using a commercial masonry unit with vertical drilling and steel rods for reinforcement. This reinforcement is embedded in the mortar over existing vertical grooves on the external surfaces of the masonry unit. This reinforcement is anchored to the top and bottom beam of bare frame.

This paper presents the experimental work developed at University of Minho for the validation of the proposed solution. It presents the characterization of the materials and experimental validation process based on cyclic tests for in-plane direction, where the influence of the presence of masonry infill wall on the overall system behavior is assessed. These tests were performed in reduced scale specimens (1: 1.5). All tests were performed in displacement control, using a load pattern defined based on the FEMA 461 recommendations.

PALAVRAS-CHAVE: sistemas inovadores, paredes de enchimento, comportamento sísmico, validação experimental, ensaios cíclicos.

1. INTRODUÇÃO

As paredes de enchimento em alvenaria são uma solução frequentemente usada em muitos países do Sul e Centro da Europa, sobretudo em edifícios de betão armado, levando à necessidade de produção de milhares de unidades de alvenaria todos os anos [1]. Nos últimos 50 anos, muitos estudos [2][3], foram realizados para estudar a influência que as paredes de enchimento em alvenaria têm na estrutura de betão armado dos edifícios, e o seu comportamento sísmico. De acordo com vários autores, as paredes de enchimento em alvenaria contribuem significativamente para a performance dos edifícios em termos de qualidade interior, tendo uma influência positiva na resistência lateral do edifício, na sua rigidez e energia de dissipação [4]. Contudo continuam a existir problemas no comportamento deste tipo de paredes, sobretudo quando os edifícios são sujeitos a ações sísmicas [5], dado que as paredes que são consideradas não estruturais, passam a assumir um comportamento estrutural.

Os recentes sismos em Lefkada em 2003 [6], L'Aquila em 2009 [7], Van em 2011 e Emilia Romagna em 2012 [8], entre outros, mostraram que as paredes de enchimento em alvenaria podem influenciar o comportamento global e local das estruturas de betão armado. Estes sismos, permitiram observar que as estruturas contemporâneas em betão armado, apresentam uma razoável capacidade de suportar ações sísmicas, dado que foram projetadas para este propósito de acordo com os códigos [9] de projeto atuais.

As paredes de enchimento, como são consideradas não estruturais, não passam por nenhum processo de projeto e verificação para as ações sísmicas. O eurocódigo 8 [9], é omissivo neste caso, sendo apenas apresentado um procedimento simplificado para o cálculo da ação sísmica para fora do plano. No entanto não fornece nenhuma recomendação para o projeto deste tipo de paredes. Por outro lado, este código, considera que a verificação de segurança de elementos não estruturais, está garantida se o deslocamento relativo entre pisos for limitado. Contudo afirma que devem ser adotadas medidas apropriadas para evitar o colapso frágil e a desintegração prematura das paredes de enchimento. Os eventos sísmicos citados acima, permitiram observar danos significativos neste tipo de paredes. As patologias mais comuns são a separação entre o painel de alvenaria e os elementos estruturais, as fendas diagonais, e o colapso total ou parcial do pano de parede para fora do plano. Este tipo de danos pode colocar em risco a vida humana, e está associado a elevadas perdas económicas [10][11], como aconteceu no sismo de Loma Prieta em 1989 e em Northridge em 1994, onde os custos associados aos danos em elementos não estruturais atingiram os 30 milhões de dólares americanos [12].

Tendo em conta os problemas identificados em cima, o projeto europeu INSYSME (606229), tem como principal objetivo o desenvolvimento de sistemas inovadores para paredes de enchimento em alvenaria que resistam melhor à ação sísmica. Estas soluções são projetadas para serem utilizadas nas novas construções, usando materiais tradicionais. Este artigo foca-se na apresentação de uma nova solução construtiva para paredes de enchimento em alvenaria para ser utilizadas em Portugal, com o objetivo de melhorar o comportamento sísmico deste tipo de paredes.

2. SISTEMA CONSTRUTIVO

2.1. Descrição do sistema

O sistema construtivo proposto na Universidade do Minho (sistema uniko), utiliza uma unidade de alvenaria comercial designada por uniko. Esta unidade possui furação vertical, e um sistema de encaixe do tipo macho fêmea, com a forma de uma cauda de andorinha, ao longo da direção vertical, ver Figura 1 (a). Esta unidade de alvenaria em argila, possui 250mm de altura por 250mm de comprimento, por 100mm de espessura.

A solução proposta na universidade do Minho, é composta por um único pano de alvenaria, que pretende tirar partido da possibilidade de dissipação de energia que pode existir, devido ao deslizamento da junta vertical contínua. Nesta solução as unidades de alvenaria são colocadas alinhadas de forma a construir uma junta vertical contínua através da utilização dos encaixes presentes na unidade de alvenaria, ver Figura 1 (b). O comportamento para fora do plano, será garantido pela adição de um varão de aço de 6mm, colocado nos entalhes laterais dos tijolos, ver Figura 1 (a), sendo também conectados às vigas superior e inferior do pórtico de betão armado, utilizando uma ancoragem química da Hilti (HIT-HY 200-A).

Esta solução utiliza juntas verticais sem argamassa, devido à utilização dos encaixes presentes nos tijolos. No caso das juntas horizontais (0.5cm de espessura), é utilizada uma argamassa de assentamento de alvenaria pré doseada da classe M10 à qual é apenas necessário adicionar água. O pano de alvenaria é conectado ao pórtico utilizando também o mesmo tipo de argamassa M10.

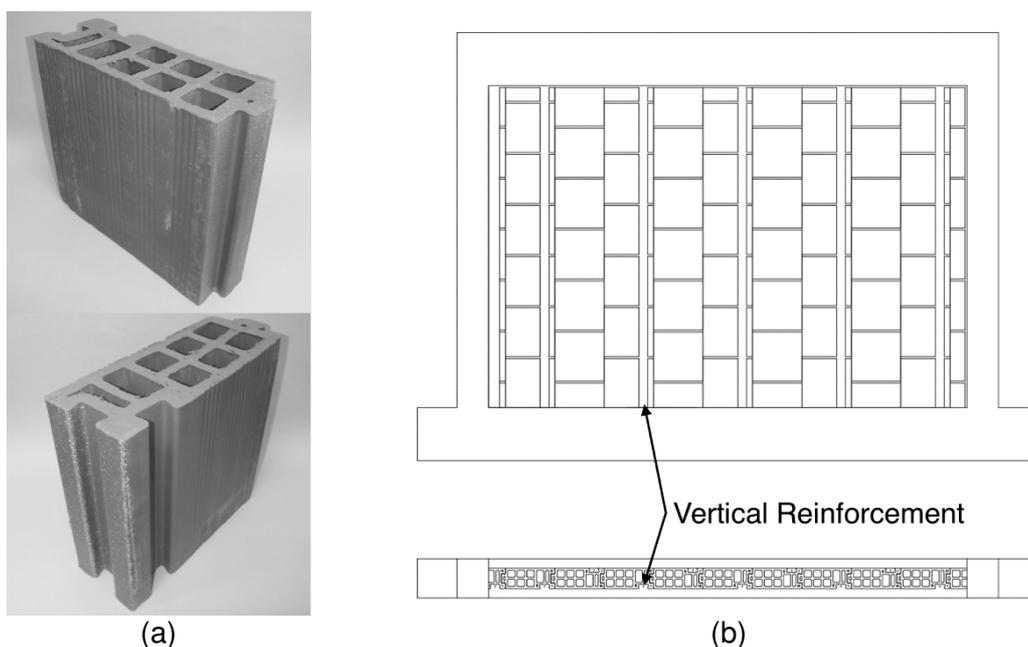


Figura 1: Sistema uniko (a) unidade de alvenaria (b) aspeto final do painel de alvenaria.

2.2. Processo de construção

O processo construtivo deste sistema, proposto pela universidade do Minho é similar ao processo normal de construção de uma parede de alvenaria de enchimento embora com algumas alterações. A adição de uma armadura vertical implica trabalhos anteriores, que precisam de ser realizados, antes de começar a construção do pano de alvenaria.

O processo de construção começa com a perfuração de buracos para a fixação da armadura vertical nas vigas superior e inferior. Depois de protegidas as furações é colocada a primeira camada de argamassa sobre a viga inferior ao longo da linha da construção de parede. Depois disso, os tijolos são colocados ao longo da linha de construção, garantindo que estão bem assentes e corretamente alinhados. O processo é repetido até que o pano de alvenaria esteja finalizado. A aplicação do reforço vertical é realizada após a conclusão da parede de alvenaria. Depois de preencher as furações com a ancoragem química, as armaduras são colocadas nos entalhes laterais dos tijolos e inseridas nas furações previamente realizadas já com a ancoragem química. A ligação entre o pano de alvenaria de enchimento e os pilares

de betão armado é realizada através da aplicação de argamassa igual à utilizada para as juntas horizontais. Na fase final, quando a construção de parede está completa, uma camada de argamassa é colocada entre a parede de tijolo e a viga superior de betão para garantir uma conexão adequada entre a alvenaria e esta viga.

3. CARATERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MATERIAIS

3.1. Unidades de alvenaria

Para a caracterização das unidades de alvenaria à compressão foram realizados ensaios de compressão de acordo com a norma EN 772-1:2000 [13]. Foram ensaiadas 6 unidades para cada direção da unidade de alvenaria, (paralela e perpendicular à furação). As unidades de alvenaria foram regularizadas com argamassa e deixadas a secar ao ar durante pelo menos 28 dias. Foram ensaiadas em controlo de deslocamento com uma velocidade de ensaio de 0.01mm/s. O esquema de ensaio utilizado é visível na Figura 2 (a) e (b), e é composta por duas placas metálicas colocadas na parte superior e inferior da unidade de alvenaria, sendo utilizada uma rótula entre a placa metálica superior e o embolo do atuador hidráulico. As médias dos resultados dos ensaios, são apresentadas na Tabela 1. Podemos verificar que o comportamento mecânico das unidades de alvenaria é fortemente ortotrópico. Isto deve-se à geometria do tijolo, que na direção perpendicular à furação tem a sua rutura localizada não nível do entalhe lateral, ver Figura 2 (d).

Tabela 1 - Resistência média das unidades de alvenaria.

Unidades de Alvenaria	
Resistência II à furação (MPa)	13.62
Resistência T à furação (MPa)	0.66

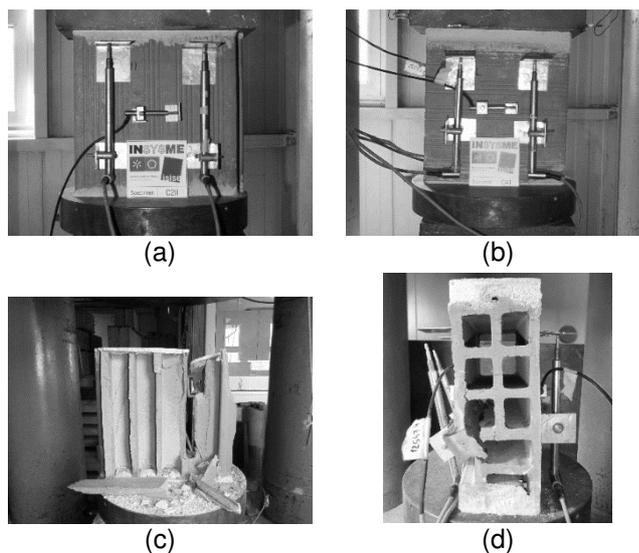


Figura 2: Ensaio das unidades de alvenaria, (a) esquema de ensaio II à furação, (b) esquema de ensaio T à furação, (c) modo de rotura II à furação, (d) modo de rotura T à furação.

3.2. Compressão de prismas de alvenaria

Para avaliar a resistência à compressão do aparelho de alvenaria, foram realizados ensaios em 9 provetes segundo a norma EN1052-1:1998 [14]. Com o objetivo de perceber a influência da argamassa e do varão de aço de reforço, foram construídos 3 tipos de provetes diferentes. Três dos provetes foram construídos apenas utilizando os encaixes das unidades de alvenaria sem argamassa na junta horizontal e sem reforço, outros três provetes, foram construídos utilizando argamassa ao nível da junta

horizontal, mas sem qualquer reforço. Os últimos três provetes, utilizaram argamassa na junta horizontal e reforço posicionado nos entalhes laterais das unidades de alvenaria, como é visível na Figura 3 (a). A cura dos provetes foi realizada ao ar por mais de 28 dias. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com uma velocidade de ensaio de 0.01mm/s. O esquema de ensaio utilizado é visível na Figura 3 (b), e é composto por um pórtico com um atuador hidráulico com capacidade de 500kN. No topo do provete foi colocada uma viga metálica para distribuir a carga uniformemente pelo provete.

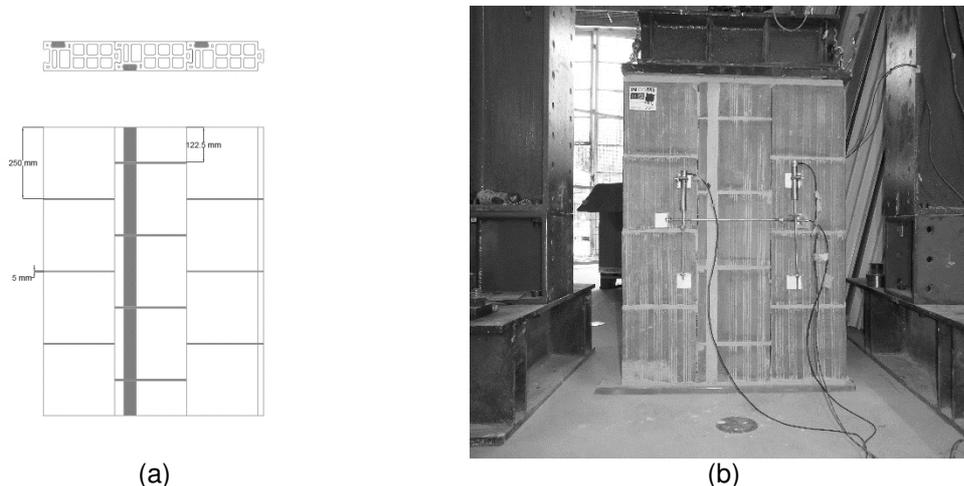


Figura 3: Ensaio de compressão, (a) esquema dos provetes, (b) esquema do ensaio.

Os resultados dos ensaios, são apresentados na Tabela 2. Podemos verificar que o comportamento mecânico das três tipologias de provetes ensaiados é bastante distinto. No caso dos provetes realizados apenas com os encaixes dos tijolos, a resistência à compressão é bastante mais baixa que nos outros dois tipos de provetes, tal deve-se à concentração de tensões que ocorre ao nível da junta entre os tijolos, devido à não utilização de argamassa. O módulo de elasticidade para estes 3 provetes sem argamassa é muito mais baixo do que nos outros dois casos. Comparando agora os ensaios nos provetes com argamassa, com os provetes com argamassa e reforço, é possível concluir que a adição da argamassa nas juntas faz com que a resistência à compressão seja 3 a 4 vezes maior em relação aos primeiros provetes. Podemos ainda ver verificar que apesar da adição dos varões de aço de reforço ter provocado um aumento do valor do módulo de elasticidade, em relação aos provetes sem o reforço, a resistência à compressão diminuiu. Tal diminuição deve-se a efeitos localizados de rutura nos tijolos, devido à interação entre os tijolos e os varões de reforço.

Tabela 2 - Resultados dos ensaios dos provetes de compressão.

Provete	Sem argamassa nas juntas	Com argamassa nas juntas	Com argamassa e reforço vertical
Resistência à compressão (MPa)	1.04	4.20	3.21
Módulo de Elasticidade (MPa)	239.81	3892.35	4491.82

3.3. Flexão de prismas de alvenaria

Para avaliar a resistência à flexão do aparelho de alvenaria, foram realizados ensaios em 12 provetes segundo a norma EN1052-2:1999 [15]. Tal como realizado nos ensaios de compressão, nestes ensaios de flexão foram construídos 3 tipos de provetes diferentes (sem argamassa, com argamassa, com argamassa e reforço), para a flexão paralela às juntas horizontais, com o objetivo de perceber a influência da argamassa e do varão de aço de reforço, no comportamento à flexão. No caso dos ensaios de flexão perpendiculares à junta horizontal, apenas foi construído um tipo de provetes (com argamassa na junta), já que devido a configuração do ensaio, não faria sentido os outros dois tipos de provetes. Os provetes para a flexão paralela às juntas horizontais, foram construídos de acordo, com o esquema da Figura 4 (a), no caso da flexão perpendicular às juntas horizontais, os provetes foram construídos de acordo com a Figura 4 (b). A cura dos provetes foi realizada ao ar por mais de 28 dias. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com uma velocidade de ensaio de 0.01mm/s.

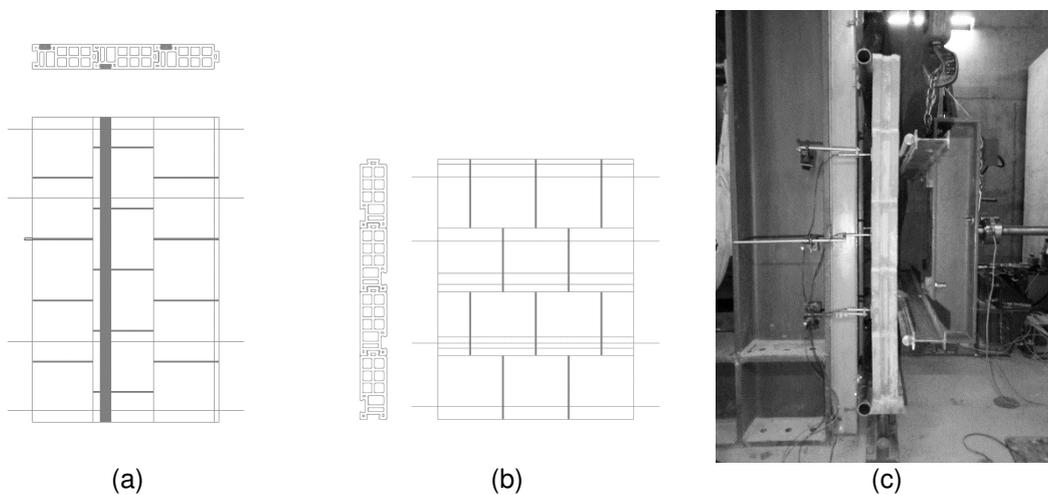


Figura 4: Ensaio de flexão, (a) provetes para a flexão paralela às juntas horizontais, (b) provetes para a flexão perpendicular às juntas horizontais, (c) esquema dos ensaios de flexão.

O esquema de ensaio visível na Figura 4 (c), é composto por uma estrutura de reação onde é colocado o provete a ser ensaiado. Esta estrutura permite o ajuste dos suportes de modo a ajustar-se aos diferentes tamanhos dos provetes. O atuador hidráulico utilizado no ensaio encontra-se ancorado na parede de reação do laboratório, e no final do atuador, está colocada uma viga metálica com os suportes que aplicam a carga no provete.

Os resultados médios dos ensaios de flexão, são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios dos provetes de flexão (médias).

Proвете	Flexão II sem argamassa nas juntas	Flexão II com argamassa nas juntas	Flexão II com argamassa e reforço	Flexão T com argamassa nas juntas
Força Máxima (MPa)	1.36	2.64	6.74	1.57

Dos resultados é possível verificar que nos provetes realizados apenas com os encaixes dos tijolos, a resistência à compressão é bastante mais baixa, já que o comportamento à flexão é apenas garantido pelos encaixes mecânicos presentes nos tijolos. Ao adicionar a argamassa nas juntas, como esta tem capacidade de resistir a algum esforço de tração, o valor da força máxima, aumenta para 2.64kN. No caso em que são utilizados os varões de aço como reforço, o valor da força aumenta para os 6.74kN, já que o provete de alvenaria, passa a ter um comportamento à flexão governado pela capacidade que os varões de aço têm para resistir à tração. Podemos ainda verificar que no caso dos provetes de flexão perpendicular às juntas horizontais o valor de 1.57kN, é muito semelhante ao valor alcançado para os primeiros provetes sem argamassa de junta. Esta situação pode ser explicada pelo facto de nos dois casos o comportamento à flexão ser governado apenas pelos encaixes mecânicos entre as unidades de alvenaria.

4. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO CICLICO DE PAREDES DE ENCHIMENTO

4.1. Descrição dos provetes ensaiados

A definição das dimensões do pórtico tipo para utilizar neste estudo, foi feita utilizando um trabalho extensivo de recolha de dados de edifícios do parque imobiliário português, a partir de diferentes cidades em Portugal, realizado por Furtado et al (2014) [16]. Devido às limitações do laboratório da universidade do Minho, foi decidido testar paredes em escala reduzida (1: 1,5), ver Figura 5 (a). Para isso, foi utilizada a Lei de semelhanças de Cauchy. O esquema de reforço e geometria adotada para o pórtico de betão armado estão apresentados na Figura 5 (b).

O aço utilizado para a construção do pórtico de betão armado e para o reforço do painel de alvenaria de enchimento era da classe A400NR, com uma resistência à tração de cerca de 400MPa. No caso do betão usado para a construção do pórtico de betão armado, foi utilizado um betão da classe C25 / 30.

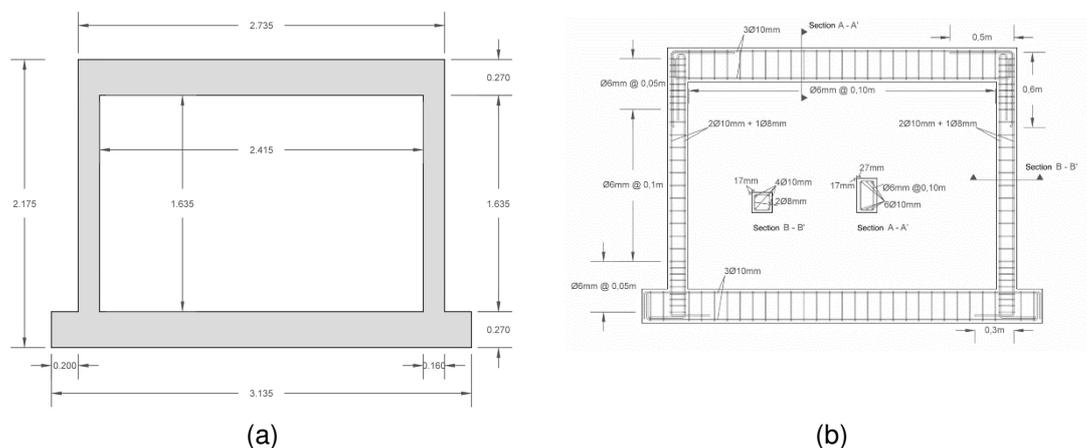


Figura 5: Esquema do pórtico utilizado nos ensaios, (a) esquema geométrico, (b) esquema das armaduras.

4.2. Sistema de ensaio e procedimento

O esquema de ensaio utilizado para os ensaios no plano é o indicado na Figura 6 (a). O pórtico com a parede de alvenaria é fixo a uma laje de reação por meios mecânicos, de modo a evitar o seu deslizamento e qualquer outro movimento. O movimento para

fora do plano no topo do pórtico é restringido pela colocação de um perfil em L, de cada um dos lados da viga superior do pórtico. Cada um dos perfis em L, possui 3 rolamentos, para minimizar, ou mesmo eliminar a fricção entre os perfis em L e a viga superior do pórtico, durante o ensaio no plano.

No topo de cada um dos pilares do pórtico é montado um atuador hidráulico, que irá aplicar uma força de 200kN, correspondente a 30% da capacidade axial dos pilares. Estes atuadores hidráulicos estão conectados à parte inferior do pórtico, por 4 varões de aço de 16mm, com ligações rotuladas para permitir acompanhar o deslocamento do pórtico durante o ensaio. Para aplicar a carga horizontal durante do ensaio, foi utilizado um atuador servo controlado de 250kN, conectado à parede de reação do laboratório. No final do embolo do atuador foi utilizada uma placa metálica. Esta placa metálica, encontra-se conectada a uma outra placa de iguais dimensões, colocada no lado oposto do pórtico. Para conectar as placas utilizaram-se dois varões de aço de 50mm. Isto torna possível aplicar a carga nos dois sentidos durante o ensaio.

Na Figura 6 (b), apresenta-se o esquema da instrumentação utilizada, para registar os deslocamentos mais relevantes durante o ensaio no cíclico no plano.

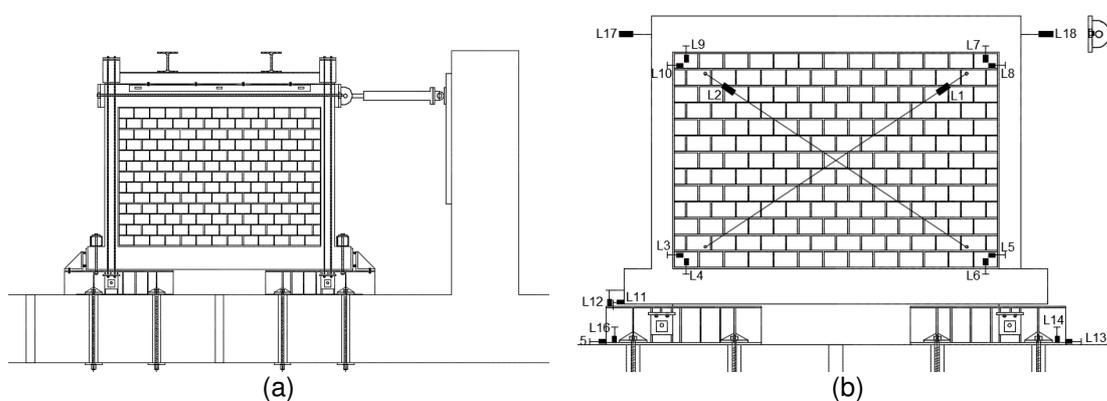


Figura 6: Ensaio plano, (a) esquema de ensaio, (b) esquema da instrumentação.

Para registar os deslocamentos nos pontos seleccionados, foram utilizados dezoito transdutores lineares (LVDT). Dois dos LVDT's (L1 e L2), foram montados nas diagonais do painel de alvenaria, para medir a sua deformação, enquanto que oito foram montados de forma a medir os deslocamentos relativos entre o painel de alvenaria e o pórtico de betão armado (L3 a L10). Os LVDT's L11 e L12, foram utilizados para registar os deslocamentos horizontal e vertical entre o pórtico e a viga metálica inferior, enquanto que os LVDT's L13, L14, L15 e L16, foram utilizados para registar os deslocamentos horizontais e verticais entre as vigas metálicas e a laje de reação. Os LVDT's L17 e L18, medem os deslocamentos horizontais aplicados ao pórtico e parede de enchimento ao nível da viga superior do pórtico.

Os ensaios no plano foram realizados em controlo de deslocamento, impondo diferentes níveis de deslocamento através do atuador hidráulico servo controlado. O padrão de carga foi definido de acordo com a FEMA 461 [17]. É composto por um sinal sinusoidal com 16 ciclos de deslocamento diferentes que começam nos 0.5mm (0.026% *drift*) até um deslocamento de 75mm, correspondente a um *drift* de 3.94% [18]. Cada ciclo de deslocamento é repetido duas vezes, a exceção do primeiro que é repetido seis vezes.

A amplitude a_{i+1} do ciclo $i+1$ é 1.4 vezes a amplitude a_i do ciclo i .

A campanha experimental apresentada é composta por uma parede totalmente preenchida com o painel de alvenaria e reforço (US03), como descrito anteriormente e por um pórtico de betão armado sem o painel de alvenaria.

4.3. Principais resultados

O gráfico força-deslocamento obtido para o sistema uniko (US03), pórtico preenchido com o painel de alvenaria, é mostrado na Figura 7 (a). Este gráfico apresenta algumas diferenças entre a direção positiva e negativa. O sistema alcançou uma força máxima de 94.54kN, para um deslocamento de 39.69mm, correspondente a um *drift* lateral de 2.08%. Depois de atingir o pico a força vai diminuindo até atingir um valor residual de cerca de 80kN, for um deslocamento de 55.56mm (2.92% *drift*). No caso da direção negativa, o sistema foi capaz de resistir a uma força máxima de 86.22kN, para um deslocamento de 39.69mm (2.08% *drift*). Apesar do valor da força ser ligeiramente inferior ao registado para a direção positiva, o valor máximo é registado para o mesmo deslocamento lateral. Após atingir o máximo, à semelhança do que aconteceu para a direção positiva, o valor da força vai diminuindo até alcançar uma força residual de 65kN para um deslocamento de 55.56mm (2.92% *drift*).

O segundo ensaio no plano, foi realizado apenas no pórtico de betão armado, sem qualquer preenchimento, para se avaliar a influência da parede de enchimento em alvenaria no comportamento global do sistema. Ao comparar o gráfico força-deslocamento obtido para o pórtico sem preenchimento, ver Figura 7 (b), com o gráfico do sistema uniko, é possível observar que o pórtico preenchido com o sistema uniko, provoca um aumento da resistência lateral em cerca de 40% em relação ao pórtico sem preenchimento.

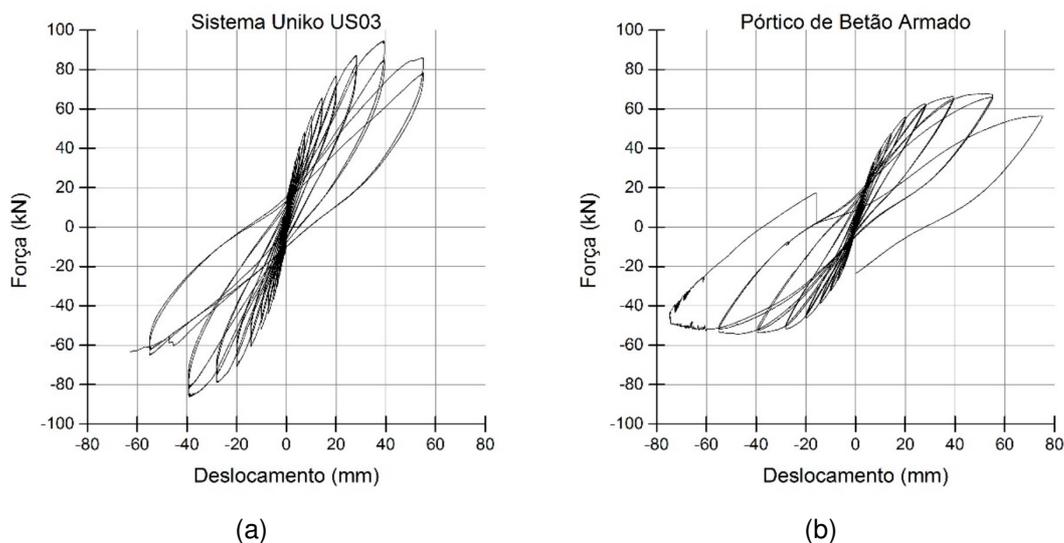


Figura 7: Gráfico força-deslocamento, (a) sistema uniko, (b) pórtico de betão armado.

Quanto ao comportamento do pórtico, verificou-se que a força lateral máxima é de 67.60kN, para um deslocamento de 53mm, correspondente a um *drift* lateral de 2.78%. Após o pico a força lateral sofre uma redução de 17%, para um deslocamento lateral de 75mm (3.93% *drift*). Para a direção negativa, o pórtico apresenta um comportamento semelhante. A força lateral máxima nesta direção, foi de 54.38kN para um deslocamento de 46.98mm (2.47% *drift*). No último ciclo para um deslocamento lateral de 75mm a força lateral registada foi de 52kN, correspondendo a uma redução de 4%.

Em termos de rigidez o pórtico preenchido com o painel de alvenaria, apresenta maior rigidez do que o pórtico simples. Isto faz com que o *drift* para o qual é atingida a carga máxima seja menor no pórtico com o sistema uniko.

Em termos de padrão de fendilhação, no caso da parede do sistema uniko, as fendas aparecem para um deslocamento lateral de 5.23mm (0.27% *drift*), ver Figura 8 (a). Para este nível de deformação as fendas surgem na interface superior entre a viga e o painel de alvenaria. Nos ciclos seguintes as fendas começam a aparecer na zona inferior da parede. Como o aumentar do deslocamento lateral imposto as fendas foram aumentando cada vez mais a sua abertura. A parte central do painel de alvenaria, não apresentou fendas, provavelmente devido ao deslizamento dos tijolos que ocorreu nas juntas verticais contínuas. No final do ensaio o dano está concentrado na zona superior e inferior do painel de alvenaria, como é possível ver na Figura 8 (c). No caso do pórtico a fendilhação começou, para um *drift* de 0.34% (7.32mm de deslocamento), na zona superior e inferior dos pilares. Como o aumento do deslocamento lateral imposto, as fendas concentraram-se nos nós superiores na ligação entre a viga e os pilares. No final do ensaio existiam claramente duas rotulas plásticas na zona inferior dos pilares, junto da viga inferior.

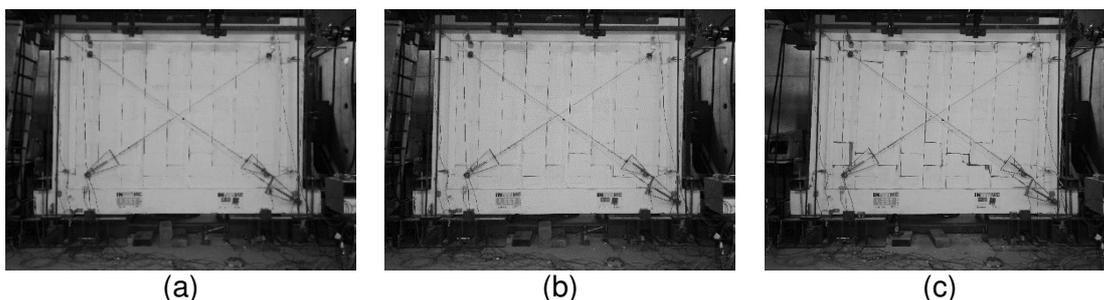


Figura 8: Dano na parede US03, (a) 0.27% *drift*, (b) 2.08% *drift*, (c) 2.92% *drift*.

5. CONCLUSÕES

Neste artigo foram obtidos alguns resultados dos ensaios realizados para a caracterização experimental de uma nova solução para a construção de paredes de enchimento proposta pela universidade do Minho, no âmbito do projeto europeu INSYSME.

No caso da caracterização dos materiais, foi possível concluir que as unidades de alvenaria utilizadas, possuem um comportamento fortemente ortotrópico. Para os ensaios de compressão e flexão, verificou-se que a utilização da argamassa de assentamento e do varão de reforço, melhoraram o comportamento do aparelho de alvenaria, desde que se evitem fenómenos de rutura localizados.

No caso dos ensaios cíclicos no plano o pórtico com o sistema uniko conseguiu alcançar mais 40% de força lateral, quando comparado com o pórtico sem preenchimento. O comportamento global das curvas histeréticas foi semelhante nos dois casos apresentando alguma redução da força lateral após a força máxima ter sido atingida. No caso da degradação da resistência entre repetições, a parede com o sistema uniko, apresentou mais degradação nas repetições dos ciclos para um dado nível de deslocamento. No caso da rigidez, como seria de esperar o pórtico com o sistema uniko, apresenta maior rigidez do que o pórtico sem preenchimento, sendo mais lenta a degradação da rigidez na fase não linear do ensaio.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento do Sétimo Programa-Quadro da União Europeia para a investigação, desenvolvimento tecnológico e demonstração nos termos do acordo de subvenção N^o 606229, que apoiou este trabalho.

Este trabalho também foi apoiado pela FCT (Fundação Portuguesa para Ciência e Tecnologia), através do projeto ISISE, UID/ECI/04029/2013.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Pompeu dos Santos, S. (2007) Enclosure masonry walls systems worldwide, CIB Publication, Taylor and Francis.
- [2] Jorquera, L. G., (1964) Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albanileria sometidos a cargas horizontales, Revista del IDIEM, Vol. 3.
- [3] Fiorato, A. E., et al., (1970) An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls", University of Illinois.
- [4] Vintzileou, E., Tassios, T.P., (1989) Seismic behaviour and design of infilled R.C. frames. European Earthquake Engineering, 3 (2), p. 22-28.
- [5] Lourenço, P., Vasconcelos, G., Medeiros, P., Gouveia, J. (2010) Vertically perforated clay brick masonry for loadbearing and non-loadbearing masonry walls, Construction and Building Materials, 24, 2317-2330.
- [6] Karakostas C, Lekidis V, Makarios T, Salonikios T, Sous I, Demosthenous M, (2005) Seismic response of structures and infrastructure facilities during the Lefkada, Greece earthquake of 14/8/2003. Engineering Structures, 27:213–227.
- [7] Braga F, Manfredi V, Masi A, Salvatori A, Vona M. (2011) Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. Bull Earthquake Eng; 9:307-24.
- [8] Magenes, G., Bracchi, S., Graziotti, F., Mandirola, M., Manzini, C.F., Morandi, P., Palmieri, M., Penna, A., Rosti, A., Rota, M., Tondelli, M. (2012) Preliminary damage survey to masonry structures after the May 2012 Emilia earthquakes, v.1, <http://www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy-it>.
- [9] EN 1998-1 (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Standard. CEN. Brussels.
- [10] Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S. (2002) Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames, Journal of Structural Engineering, 12 (8),.1055-1063.
- [11] Bertero, V.V., Brokken, S. (1983) Infills in seismic resistant building, Journal of Structural Engineering, 109(6),.1337-1361.
- [12] Vicente R., Rodrigues H., Costa A., Varum H., Mendes da Silva J.A.R. (2010) Masonry enclosure walls: lessons learnt from the recent Abruzzo Earthquake. Proc. 14th European Conference of Earthquake Engineering.
- [13] EN772-1:2000. Methods of Tests for Masonry Units. Part1: Determination of Compressive Strength, European Standard. CEN. Brussels.
- [14] EN1052-1:1998. Methods of Test for Masonry. Part1: Determination of Compressive Strength, European Standard. CEN. Brussels.
- [15] EN1052-2:1999. Methods of Test for Masonry. Part2: Determination of Flexural Strength, European Standard. CEN. Brussels.
- [16] Furtado A, Costa C, Rodrigues H, Arêde A. (2014) Characterization of structural characteristics of Portuguese buildings with masonry infill walls stock. 9th International Masonry Conference. University of Minho, Guimarães , Portugal.
- [17] FEMA461, (2007) Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.
- [18] Akhoundi, F., Vasconcelos, G., Lourenço, P., Palha, C., Silva, L. (2015) In-plane and out-of-plane experimental characterization of RC masonry infilled frames, 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design, 427-440.