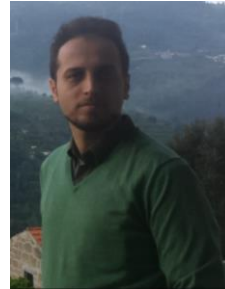


PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO E A AÇÃO SÍSMICA: REABILITAÇÃO E INOVAÇÃO



Graça VASCONCELOS
Professora Auxiliar
Universidade do Minho, Guimarães



Farhad AKHOUNDI
Estudante de doutoramento
Universidade do Minho, Guimarães



Paulo B. LOURENÇO
Professor Catedrático
Universidade do Minho, Guimarães



Luís M. SILVA
Estudante de doutoramento
Universidade do Minho, Guimarães



Andreia MARTINS
Estudante de doutoramento
Universidade do Minho, Guimarães

SUMÁRIO

Neste trabalho apresentam-se os principais resultados da investigação efetuada na Universidade do Minho relacionada com a análise do comportamento de paredes de enchimento sujeita a ações sísmicas e metodologias de reforço com a proposta de um novo material desenvolvido na perspetiva de reabilitação destas paredes construídas em regiões sísmicas. Apresentam-se também algumas possibilidades para construção nova de paredes de enchimento que visam um desempenho melhorado quando sujeitas a ações sísmicas.

1. INTRODUÇÃO

Eventos sísmicos recentes no sul da Europa revelaram de forma clara a vulnerabilidade dos elementos não estruturais pertencentes a edifícios de arquitetura contemporânea composta pela estrutura de betão armado [1]. Estruturas contemporâneas de betão armado apresentam uma capacidade razoável para resistir a ações sísmicas, dado que foram dimensionadas para este efeito de acordo com os regulamentos atuais. No entanto, as paredes de alvenaria de enchimento, consideradas como elementos não estruturais têm apresentado um elevado nível de dano para sismos de moderada intensidade, traduzindo-se em perdas de vidas humanas e perdas económicas [2-3]. Como as paredes de enchimento não se consideram elementos estruturais, não são consideradas no projeto estrutural e também não é feita nenhuma verificação local ao nível da sua resistência a ações sísmicas. Deste modo, existe um grande número de edifícios localizados em regiões sísmicas que precisam de medidas de prevenção de dano sísmico, particularmente no que respeita às paredes de enchimento, que podem passar pela ligação destas paredes aos pórticos de betão armado ou pelo seu reforço [4]. O benefício potencial vai para além da mera estabilidade dos elementos não estruturais, dado que esta medida pode melhorar também o comportamento global da estrutura [5].

O Eurocódigo 8 [6] apresenta um procedimento simplificado para a avaliação da ação para fora do plano a considerar na verificação de paredes de enchimento sujeitas a ações sísmicas mas não apresenta recomendações para o seu dimensionamento. Por outro lado, considera que a verificação da segurança dos elementos não estruturais está garantida se os deslocamentos relativos entre pisos forem limitados. No entanto, refere que devem ser tomadas medidas adequadas para evitar a rotura frágil e desintegração prematura de paredes de enchimento. As medidas para melhorar o comportamento das paredes a ações no plano e fora do plano incluem o uso de malhas de reforço bem ancoradas numa face da parede, o uso de ligadores entre as paredes e os pilares de betão armado com prolongamento para as juntas de argamassa horizontais das paredes de alvenaria e a colocação de elementos de travamento verticais e horizontais em betão nos painéis de alvenaria abrangendo a sua espessura total.

Este artigo centra-se na apresentação de possibilidades de reabilitação e inovação nas paredes de enchimento com vista ao melhoramento do comportamento sísmico. Neste contexto, apresentam-se alguns resultados do projeto de investigação RetroInf – Desenvolvimento de soluções inovadoras para reabilitação sísmica de paredes de enchimento (PTDC/ECM/122347/2010), financiado pela Fundação de Ciência e Tecnologia, no que respeita à solução de reforço desenvolvida baseada em reboco armado com a aplicação de uma de uma malha de reforço inovadora, bem como os resultados de ensaios para fora de plano realizados em paredes de enchimento representativas das paredes de edifícios de betão armado construídos em Portugal desde a década de 60. Esta campanha experimental diz respeito às paredes sem reforço que servirão de base aos resultados que forem obtidos em paredes reforçadas com o reboco armado. Adicionalmente, apresenta-se uma descrição geral de possibilidades relativas a novas soluções construtivas para paredes de enchimento, nomeadamente as que estão a ser desenvolvidas no âmbito de um projeto de investigação europeu INSYSME – Innovative systems for earthquake resistant masonry enclosures in rc buildings (606229).

2. PAREDES DE ALVENARIA NÃO ESTRUTURAS

2.1. Tipologias das paredes de enchimento

As paredes de enchimento em alvenaria de tijolo consistem numa solução construtiva muito comum em Portugal e noutros países do mundo, nomeadamente nos países do sul da Europa (Espanha, Itália, Grécia). Considera-se esta solução como vantajosa, pois para além de permitir uma grande liberdade arquitetónica, é capaz de cumprir um conjunto de requisitos quando bem utilizada, como por exemplo a estanquidade, o conforto acústico, o conforto térmico, a segurança contra incêndios, garantem uma boa qualidade do ar interior, para além das vantagens em termos económicos [7]. A utilização de paredes de tijolo para preencher pórticos

de betão armado utilizou-se de forma mais sistemática a partir dos anos 60, ver Figura 1, e sucedeu às paredes de alvenaria de pedra na sequência da alteração do sistema construtivo usado em edifícios. A partir dos anos 80 começou a utilizar-se a parede dupla com isolamento no interior e presentemente utiliza-se já mais frequentemente a solução de parede simples, com ou sem bloco térmico, e isolamento pelo exterior.

A partir de um trabalho recente realizado no âmbito do projeto de investigação RetroInf (PTDC/ECM/122347/2010), foram analisados 80 edifícios em Portugal construídos entre 1950 e 2010 com o objetivo de identificar as tipologias de edifícios e de paredes de enchimento mais frequentemente utilizadas, nomeadamente ao nível da geometria e da tipologia de aberturas das paredes [9]. Da informação recolhida foi possível concluir que a grande maioria dos edifícios possui entre 3 e 7 pisos, e têm pórticos de betão armado com um vão médio de 4.5m e com altura média entre pisos de 2.8m. Em relação às paredes de enchimento, identificaram-se 13 tipologias diferentes tendo em conta a presença de abertura e número de aberturas (portas e janelas) bem como a sua posição no painel, ver Figura 2.

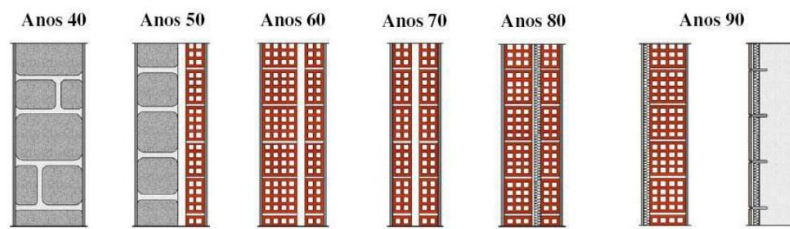


Figura 1 : Evolução de paredes de alvenaria em Portugal [8]

Dos mais de 1400 painéis de alvenaria de enchimento analisados referentes aos 80 edifícios, foi possível concluir que 17% dos painéis não apresentam nenhuma abertura, 17%, apresentam uma abertura de janela centrada no painel. As outras 3 tipologias mais comuns, são os painéis com duas aberturas de janelas centradas no painel, com 15% (Figura 2a), os painéis com duas aberturas de portas, centradas no painel com 11%, e por último a tipologia com uma abertura de porta centrada no painel com 10%. As restantes tipologias propostas, apresentam percentagens inferiores a 10%, tendo pouca representatividade na amostra estudada.

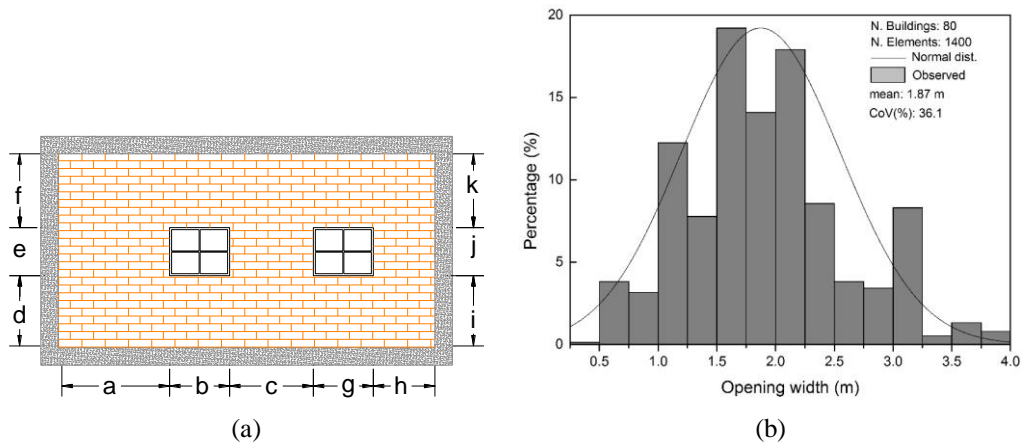


Figura 2 : Levantamento da tipologia de paredes de enchimento em Portugal: (a) painel tipo com duas aberturas janelas; (b) análise estatística da dimensão das aberturas [9]

A tipologia das paredes de enchimento em alguns países da Europa é ou foi muito semelhante à utilizada em Portugal. Na Grécia ainda existe bastante tradição na construção de paredes de enchimento de pano duplo, introduzidas principalmente a partir dos anos 70, com tijolos de furação horizontal que apresentam várias espessuras [10]. Esta tipologia é utilizada em toda a Grécia, à exceção da regiões de Magnesia e Volos onde as paredes de pano simples predominam na construção de paredes de enchimento, ver Figura 3a. Em geral as paredes estão

em contacto com os pórticos de betão armado através do preenchimento de juntas de argamassa entre a paredes e os elementos de betão armado, e podem utilizar-se elementos de reforço em betão armado a meia altura das paredes, principalmente em regiões com elevada sismicidade [10]. Em Itália, depois dos anos 60, os tijolos maciços começaram a ser substituídos por tijolos cerâmicos de furação vertical na construção de paredes de pano simples ou de pano duplo, sendo os tijolos de furação horizontal mais utilizados nas paredes interiores (Figura 3b). Mais recentemente, verifica-se um aumento da espessura dos blocos cerâmicos com furação vertical para responder às novas exigências térmicas dos edifícios. Na Alemanha a tipologia mais utilizada para paredes de enchimento é a de paredes de pano simples, mas utilizam-se também as paredes duplas. No que diz respeito ao tipo de unidades de alvenaria utilizados, maioritariamente utilizam-se blocos cerâmicos de furação vertical [11]. A utilização de ligadores metálicos entre panos de parede dupla utiliza-se de forma regular em países como Itália e Alemanha e em alguns casos utilizam-se também ligadores entre as paredes de enchimento e os elementos de betão armado. A utilização de paredes de pano duplo é também muito comum na Turquia, predominando os tijolos cerâmicos de furação horizontal, sendo também utilizados os blocos de betão leve (Figura 3c).

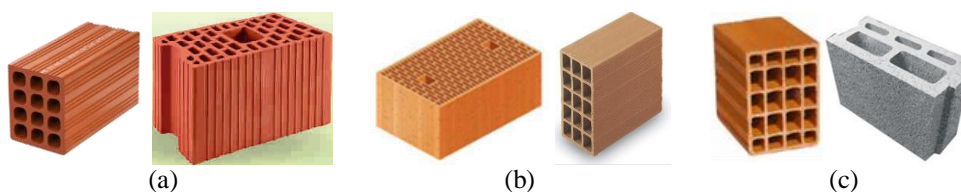


Figura 3 : Exemplos de blocos utilizados em paredes de enchimento em diferentes países; (a) Grécia; (b) Itália; (c) Turquia

2.2. Vulnerabilidade sísmica das paredes de enchimento

Apesar de todas as vantagens atribuídas às paredes de enchimento construídas com blocos cerâmicos é frequente que estas paredes de enchimento apresentem diversas patologias, nomeadamente a excessiva fendilhação e humidades, que estão associadas à má qualidade da mão-de-obra e à falta de pormenorização em termos de projeto [7]. A ocorrência de sismos tem também demonstrado a sua inadequação em termos de desempenho à ação sísmica. As paredes de enchimento não são consideradas como elementos estruturais dado que não suportam cargas verticais e portanto não existem regras específicas para o seu dimensionamento e detalhe, incluindo no Eurocódigo 6 [12]. Contudo, no caso da ocorrência de sismos, estas paredes desempenham um papel importante no comportamento global do edifício, tendo em regra uma influência positiva no comportamento global do edifício aumentado a resistência e rigidez [5]. Se o dano das paredes for controlado elas podem promover mecanismos de dissipação de energia e controlo dos deslocamentos relativos entre pisos. Por outro lado, a distribuição irregular das paredes em altura, pode levar a mecanismos de colapso global (soft storey) ou local ao nível dos pilares devido a ações de corte (efeito de pilar curto) [5].

Ainda que não sejam elementos estruturais, individualmente as paredes de enchimento têm de fazer face a ações que se desenvolvem no seu plano e na direção perpendicular ao seu plano como resultado da ação sísmica [13]. Na sequência de sismos recentes, nomeadamente os sismos de Lefkada em 2003 e de Parnitha em 1999 na Grécia, os sismos de LÁquila 2009 e de Emilia em 2011 em Itália, de Christchurch em 2010 na Nova Zelândia, verificou-se um elevado nível de dano ao nível dos elementos não estruturais, sendo as paredes de enchimento de pórticos de betão armado um exemplo sistemático de comportamento sísmico inadequado. Frequentemente as paredes de enchimento separam-se dos elementos de betão armado e apresentam fendilhação diagonal como resultado da imposição de deslocamento relativos entre pisos incompatíveis com a sua capacidade de deformação e desenvolvimento de tensões superiores à capacidade resistente da alvenaria à tração e compressão, ver

Figura 4. É ainda possível a ocorrência de deslizamento ao nível das juntas de argamassa, como resultado da rotura por corte, levando ao destacamento do reboco das paredes. Esta fendilhação pode ser ou não reparável, dependendo da densidade e da espessura das fendas. O

comportamento das paredes de enchimento apresenta uma particular vulnerabilidade em relação às ações na direção perpendicular ao seu plano. Frequentemente observa-se colapso global do painel de alvenaria como resultado da sua rotação em torno dos bordos de apoio (vigas e pilares), o que está associado à deficiente ligação entre estes e a parede. Na ausência de ligação adequada entre a parede e o pórtico existe impossibilidade de desenvolvimento do mecanismo de arco, típico de paredes ligadas em dois, três ou quatro bordos (mecanismo de arco unidireccional ou bidireccional), que permite que a parede resista a ações perpendiculares ao plano com deformações consideráveis sem perda da estabilidade [14]. A vulnerabilidade sísmica das paredes de alvenaria de enchimento está também associada à inexistência de ligação entre os painéis no caso de paredes duplas. Neste caso, os dois panos trabalham independentemente e a elevada esbelteza traduz-se em roturas frágeis dos painéis, em particular do pano exterior, ver Figura 5. Um outro aspeto a considerar na vulnerabilidade das paredes duplas consiste no apoio deficiente do pano exterior quando se pretende usar este para a correção de pontes térmicas [15]. Do ponto de vista sísmico, o apoio inadequado da parede exterior pode contribuir para acelerar o colapso da parede para fora do plano. Este tipo de colapso deve ser evitado, pois pode traduzir-se em severos estragos materiais e perda de vidas humanas.



Figura 4: Exemplos de dano no plano (sismo de LÁquila)



Figura 5: Exemplos de dano roturas de paredes de enchimento para fora do plano (sismo de LÁquila)

2.3. Novas soluções na construção corrente

Na sequência do mau comportamento sísmico de paredes não estruturais observado em diferentes sismos ocorridos recentemente existe a consciência clara acerca da necessidade de desenvolver soluções novas para paredes não estruturais (paredes de vedação ou divisórias). O contributo positivo das paredes de enchimento para o comportamento sísmico de edifícios pode-se traduzir na limitação dos deslocamentos relativos entre pisos [5], aumento de rigidez e contribuir para a dissipação de energia da estrutura, promovendo uma resistência significativa ao corte.

O projeto de investigação INSYSME - Innovative Systems for Earthquake Resistant Masonry Enclosures in RC Buildings, financiado pela Comissão Europeia e que reúne universidades e empresas de diferentes países com diferentes níveis de atividade sísmica (Portugal, Itália, Grécia, Turquia, Alemanha e Roménia) tem como ideia central o desenvolvimento de novas soluções para paredes de alvenaria de enchimento em edifícios de

betão armado. O principal objetivo consiste em resolver o problema de desempenho destes elementos não estruturais em regiões sísmicas [16]. Neste sentido, foram identificadas duas tipologias de novas soluções no que respeita à ligação das paredes de enchimento ao pórtico de betão armado, nomeadamente: (i) soluções em que a parede de enchimento permaneça ligada rigidamente ao pórtico de betão armado e que seja constituída por unidades de alvenaria robustas ou então que seja reforçada interna ou externamente. As soluções de reforço interno podem passar pela utilização de armadura de junta devidamente ligada ao pórtico de betão armado ou então pela utilização de armadura vertical devidamente ancorada à laje ou vigas de betão armado. A solução de reforço exterior passa pela aplicação de reboco armado com possibilidade de aplicar diferentes tipos de malhas de reforço; (ii) soluções de parede de enchimento incluídas no pórtico permitindo deslocamento relativos entre a parede e o pórtico (parede separada). Nesta modalidade é minimizada a interação entre a parede e o pórtico de betão armado no plano, havendo no entanto necessidade de garantir a estabilidade para fora do plano através da consideração de sistemas de fixação que permitam o deslocamento relativo e impeçam o movimento para fora do plano. Nesta modalidade integram-se as soluções de paredes de enchimento com juntas horizontais que permitam o deslizamento relativo e assim acomodam as deformações induzidas no plano ou paredes com juntas verticais de deslizamento e separadas na viga superior.

Na Universidade do Minho, no âmbito deste projeto, foram propostas duas soluções, que se consideram inovadoras para a construção de paredes de enchimento. Uma solução consiste na utilização de tijolos cerâmicos de furação vertical, que possuem um sistema de encaixe ao longo da junta vertical, ver Figura 6a. Esta solução caracteriza-se por apresentar uma junta vertical contínua, cujo objetivo é funcionar como uma junta de deslizamento (Figura 6b).

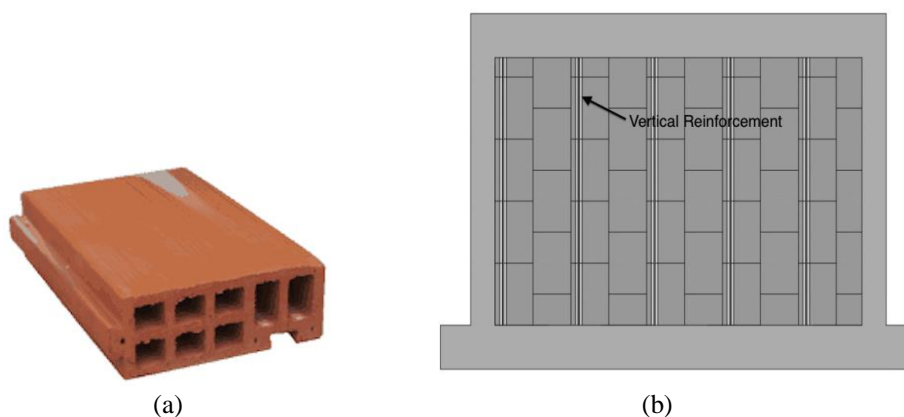


Figura 6 : Detalhes do sistema construtivo de paredes de enchimento com blocos de furação vertical e encaixe; (a) tijolo; (b) parede de enchimento

A solução prevê a utilização de um varão de aço inserido nas ranhuras do tijolo cerâmico ligado à viga superior e inferior do pórtico, de modo a promover um comportamento adequado da parede para fora do plano. A outra solução consiste numa parede de enchimento construída com blocos de furação horizontal com um sistema de encaixe que permita a ligação das unidades de alvenaria ao nível das juntas horizontais e verticais sem utilização de argamassa. Com este sistema pretende-se que as juntas horizontais funcionem como juntas de deslizamento e que por isso proporcionem uma elevada capacidade de dissipação de energia. A filosofia deste sistema é semelhante à que está na base do desenvolvimento da solução desenvolvida por Totoev et al. (2014) [17], composta por blocos com geometria que assegura o travamento ao na direção perpendicular ao plano mas que permite o deslizamento ao longo das juntas horizontais.

3. SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO PARA PAREDES DE ENCHIMENTO

3.1. Soluções de reforço – uma breve revisão

Reforçar um edifício do ponto de vista sísmico traduz-se em melhorar o seu comportamento face a ações de natureza sísmica, sendo uma medida consequente da verificação de anomalias nas estruturas que potenciam o risco sísmico [18]. O reforço sísmico poderá ser conseguido através da implementação de uma ou várias estratégias de intervenção a nível global dos edifícios, como por exemplo a modificação de componentes estruturais, a redução ou eliminação de irregularidades em altura ou em planta e o aumento global da resistência e/ou rigidez. O processo de reabilitação deverá ter em conta fatores como a avaliação estrutural, o tipo de materiais a utilizar, a sua durabilidade e compatibilidade com os materiais existentes, a utilização de técnicas adequadas e existência de mão-de-obra qualificada, a reversibilidade para salvaguardar a possibilidade de remoção do reforço sem causar danos nos materiais originais e ainda os custos associados à intervenção a realizar [18-19].

Como anteriormente mencionado, para melhorar o comportamento das paredes de enchimento no plano e para fora do plano de modo a impedir roturas frágeis e desagregação precoce, o Eurocódigo 8 [6] sugere a utilização de malhas de reforço embebidas na argamassa de reboco, ancoradas devidamente em 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. Elementos metálicos e materiais compósitos são exemplos de materiais utilizados nestes tipos de reforço na forma de armadura linear, malhas ou fibras no interior ou exterior da parede. Os elementos metálicos são os materiais de reforço mais antigos, e por isso, mais comuns, apresentando por norma elevadas rigidez e resistência mecânica. Este material pode ser materializado em fibras ou sob a configuração de malhas ou armadura linear [20]. Todavia, os materiais que mais se destacam atualmente no reforço de estruturas são os materiais fibrosos poliméricos (FRP) que potenciam o melhoramento do comportamento mecânico da estrutura na qual é aplicado o material através de diferentes técnicas. Embora se trate de uma aplicação desenvolvida na construção civil a partir da década de 90, a sua utilização tem-se revelado bastante promissora, embora se desconheça com alguma profundidade o seu comportamento a longo prazo (durabilidade), em virtude do ainda curto período de vida útil das aplicações, quer em estruturas novas quer no âmbito da reabilitação de edifícios antigos. Estes materiais apresentam elevada resistência e rigidez, excelente ductilidade associada à elevada capacidade de deformabilidade, resistência à corrosão, baixo peso e aplicam-se de forma fácil e rápida [21]. A utilização de materiais de reforço em paredes de alvenaria, como materiais compósitos de fibra de carbono (CFRP) ou materiais compósitos de fibra de vidro (GFRP) aumenta a resistência lateral e a força residual, bem como a capacidade de dissipação de energia, conferindo um comportamento dúctil, evitando assim roturas frágeis. Como desvantagens destaca-se a utilização de agentes ligantes orgânicos (resinas), o destacamento precoce dos laminados e a impossibilidade de aplicação das resinas nos varões FRP's a temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea.

Uma vez que em parte a vulnerabilidade sísmica das paredes de enchimento se explica pela baixa resistência da alvenaria à flexão e pela falta de ligação das paredes aos elementos estruturais (vigas e pilares), uma das formas de reforçar a alvenaria poderá passar pelo aumento da resistência à tração ou então fortalecer a ligação da parede aos elementos envolventes. As técnicas mais utilizadas para o aumento da resistência da alvenaria à flexão consistem na: (1) colagem de mantas de fibras (vidro ou carbono) na superfície (EBR); (2) introdução de varões ou laminados de FRP em ranhuras feitas nos elementos estruturais (NSM). Estas técnicas, inicialmente aplicadas em estruturas de betão armado têm sido utilizadas em estruturas de alvenaria, de modo a melhorar a estrutura a esforços de flexão e corte [21-22]. Para avaliar estas metodologias de reforço, alguns autores estudaram a aplicação de mantas de GFRP usando a técnica EBR em paredes de alvenaria sujeitas a ações cíclicas no plano para simulação da ação sísmica. A aplicação deste reforço traduziu-se no aumento da resistência lateral para o dobro em relação à resistência da parede sem reforço [22]. O modelo sem reforço apresentou rotura por esmagamento, enquanto que o modelo reforçado apresentou rotura por movimento de corpo rígido (rocking) e esmagamento no canto inferior (Figura 7).

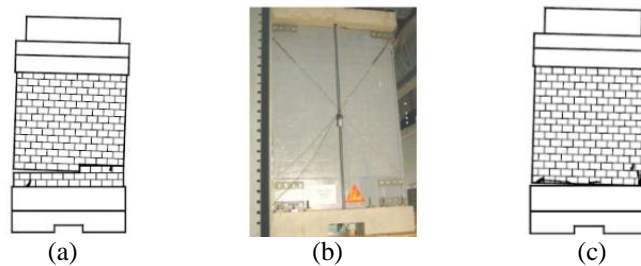


Figura 7: Comportamento de uma parede de alvenaria a ações cíclicas no plano: (a) modo de rotura da parede sem reforço; (b) reforço aplicado na parede; (c) modo de rotura obtido na parede reforçada [22]

Uma outra possibilidade de reforço passa pela aplicação de lâminas de reforço ancoradas nas paredes e elementos de betão armado de acordo com o esquema da Figura 8 [23]. O programa experimental incluiu ensaios em pórticos com e sem preenchimento e ensaios em pórticos preenchidos com e sem reforço, ver Figura 8. Com base nos resultados em termos de força-deslocamento, ver Figura 8b, verificou-se que a carga resistente no plano aumentou para mais do dobro quando se aplica reforço nas paredes de enchimento em relação às paredes sem reforço (Figura 8).

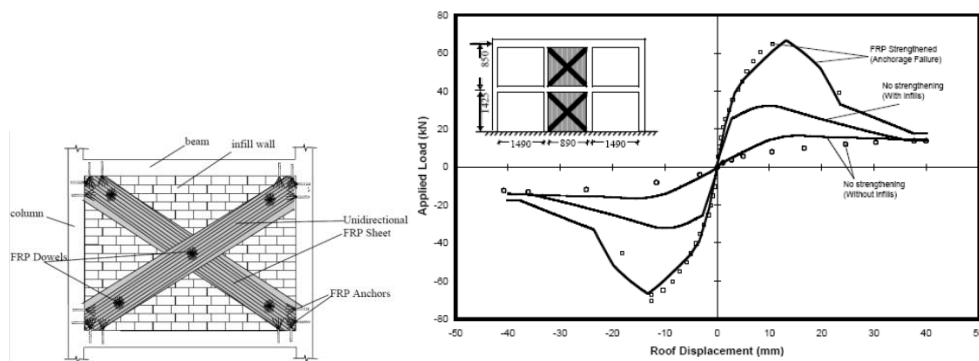


Figura 8: Reforço de paredes de enchimento com lâminas de FRP [23]; (a) esquema de reforço; (2) comparação do desempenho mecânico para diferentes ensaios

A combinação de novos materiais e estruturas fibrosas orientadas estrategicamente vieram introduzir um novo conceito de reforço, em particular nas paredes de alvenaria, utilizando a argamassa de reboco reforçada (reboco armado). Esta técnica é denominada na língua inglesa por *Textile Reinforced Mortar (TRM)*. O desenvolvimento da técnica TRM começa com a utilização de fibras de alto desempenho, tais como fibra de vidro e fibras de carbono (anos 30 e anos 60, respetivamente). A sua aplicação na indústria da construção para reforço de elementos estruturais à base de cimento começou no início dos anos 80, e tem vindo a ser objeto de intensa investigação, quer em estruturas de betão quer em estruturas de alvenaria. A técnica consiste na aplicação de um material de reforço altamente resistente relativamente a tensões de tração, embebido numa matriz de argamassa que, por sua vez atua como agente de ligação entre o reforço e o material a ser reforçado promovendo a aderência e o comportamento monolítico entre ambos os materiais. Vários estudos têm vindo a ser desenvolvidos no âmbito da avaliação do comportamento à flexão e ao corte de paredes de alvenaria reforçadas com esta técnica [24-26] (Figura 9 e Figura 10). A partir destes estudos foi possível concluir que este tipo de reforço pode proporcionar um ganho substancial na resistência e principalmente na capacidade de deformação (cerca 400% na força máxima e de 130% na deformação no comportamento de paredes sujeitas a ações na direção perpendicular ao plano). Este ganho depende da resistência à tração da argamassa que determina se a rotura do revestimento ocorre devido à rotura da fibra ou por deslizamento da malha ou das fibras na matriz cimentícia. A resistência e capacidade de deformação geralmente aumentam com o número de camadas de reforço. Relativamente aos modos de colapso das paredes reforçadas com argamassa reforçada (TRM), ver Figura 10, estes dependem de fatores tais como: (1) da relação entre a capacidade

de tração do reforço; (2) da resistência à compressão da alvenaria; (3) da aderência entre o material de reforço e da matriz de argamassa.



Figura 9: Provetes de alvenaria reforçados com reboco armado: (a) configuração do ensaio de flexão; (b) configuração de ensaios cíclicos no plano [26]

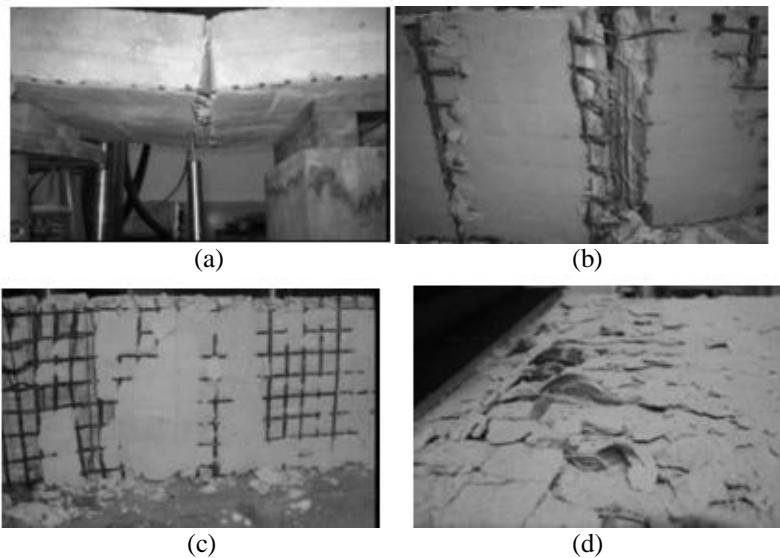


Figura 10: Modos de rotura de alvenaria reforçada (TRM); (a) deslizamento das fibras dentro da matriz de argamassa; (b) colapso das fibras ; (c) abertura de fenda e esmagamento do tijolo; (d) destacamento da matriz da argamassa [26]

3.2. Soluções de reforço em desenvolvimento – malhas de varões entrançados

No que respeita a novos materiais de reforço, nomeadamente ao nível da técnica de reboco armado (TRM), destaca-se o material considerado inovador e que é baseado em materiais fibrosos fabricados através das técnicas de entrançamento de fibras têxteis e que têm vindo a ser desenvolvidos recentemente na Universidade do Minho. As malhas de reforço desenvolvidas baseiam-se no conceito de varões entrançados com núcleo de reforço (BCR). Existem diferentes tipos de varões entrançados, resultantes de diferentes técnicas de fabrico. A tecnologia de fabrico usada na produção dos varões de reforço baseia-se na técnica de entrançamento simultâneo de diferentes materiais tendo cada material funções específicas. Esta técnica consiste na combinação de fios de fibra têxtil (polyester) que constituem o varão entrançado e fibras de reforço colocadas no núcleo do entrançado, responsáveis pela resistência do varão (Figura 11). A matriz de resina que preenche os vazios da estrutura do varão entrançado destina-se a dar homogeneidade e estabilidade aos varões entrançados. Os varões entrançados apresentam várias vantagens, nomeadamente a possibilidade de dimensionamento de acordo com a resistência pretendida, bem como a baixa tecnologia envolvida no fabrico. O fabrico dos varões entrançados é efetuado entrançando as componentes longitudinais e transversais das fibras de poliéster formando uma estrutura tubular (Figura 11d).

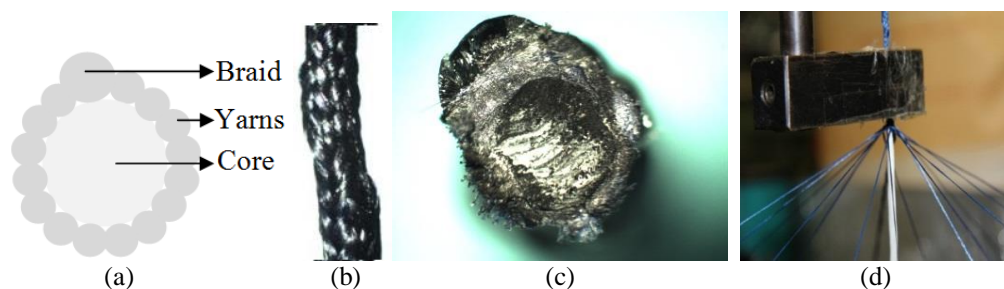


Figura 11: Detalhes dos varões entrançados: (a) representação da secção transversal do entrançado (BCR); (b) vista da superfície exterior do varão entrançado; (c) secção transversal do varão com fibras de carbono como material de reforço [27]

Estes elementos são dispostos em dois grupos de eixos que rodam em direcções opostas, no sentido horário e anti-horário. A estrutura axial de reforço que é adicionada no núcleo do varão é fundamental para o desempenho mecânico do varão entrançado, dado que este absorve a maior parte das forças aplicadas. É necessário que o tipo de material aplicado seja estável e que tenha características apropriadas em termos de resistência à tração e em termos de densidade, dado que o núcleo tem uma maior percentagem de material. Por outro lado, o custo do material é outro fator a ter em consideração, sendo crucial para compatibilizar a economia com o desempenho mecânico e obter um material competitivo. O material de reforço a introduzir no núcleo do entrançado que tem vindo a ser utilizado em sucessivos trabalhos experimentais consiste nas fibras de vidro e carbono [27-28], ainda que se considere também possível a introdução de fibras naturais. No trabalho realizado por Martins et al. (2015) [27], a quantidade de fibras de vidro e carbono colocadas no núcleo foi seleccionada para que fosse possível obter uma malha de reforço comparável com malhas comerciais disponíveis. Tendo em conta as características das malhas comerciais e as características das fibras de reforço, foram dimensionadas malhas de varões entrançados com 3 multifilamentos de fibras de carbono de 1600tex espaçados de 25mm em duas direcções correspondentes a uma densidade de 182g/m^2 (cerca de 91% da malha comercial de fibra de carbono) e malhas de varões entrançados com 5 multifilamentos de fibra de vidro de 544tex, correspondendo a uma densidade de 207g/m^2 (cerca de 92% da malha comercial de fibra de vidro). O material da estrutura do varão entrançado que envolve o núcleo é constituído por multifilamentos de alta tenacidade de poliéster com densidade linear de 11 tex. Este material tem propriedades interessantes do ponto de vista da flexibilidade, facilitando o manuseamento durante o fabrico e consiste num material quimicamente inerte. Foram efetuados ensaios de aderência para avaliar a aderência do varão entrançado à argamassa de revestimento, dos quais resultou a definição da estrutura do entrançado mais adequada para otimizar a resistência de aderência e assim proporcionar o esgotamento do material de reforço por tração [27]. Deste estudo concluiu-se que a estrutura do entrançado mais adequada consiste na utilização de 15 multifilamentos de poliéster com densidade linear de 11 tex, formando o entrançado de base, combinado com um entrançado com 8 multifilamentos de poliéster, que envolve a primeira estrutura de entrançado, de modo a dar ao varão entrançado final uma rugosidade exterior e melhorar a aderência. O entrançado apresenta assim uma estrutura helicoidal, o que melhora a resistência de aderência do varão à argamassa envolvente. A matriz de resina para melhorar a homogeneidade do varão pode ser constituída por diferentes materiais tais como poliéster, vinil e epóxi [29]. Aos entrançados fabricados foi aplicada resina de poliéster devido à sua disponibilidade.

O fabrico das malhas é efetuado entrelaçando os varões entrançados em duas direcções (Figura 12). A configuração das ligações entre os varões em direcções perpendiculares resulta numa ondulação da malha que pode ser vista como uma rugosidade adicional, resultando num imbricamento adicional.

A caracterização dos varões entrançados à tração uniaxial foi efetuada com base na norma ASTM 5034 [30], ver Figura 13. Com base nos resultados obtidos, observa-se que o reforço do núcleo é responsável pela rigidez inicial, pela resistência e pela deformação correspondente à tensão máxima. Após a rotura das fibras de reforço do núcleo, a estrutura exterior do entrançado entra em carga, o que justifica a resistência residual no regime de pós-pico e uma capacidade de deformação elevada, Figura 13.

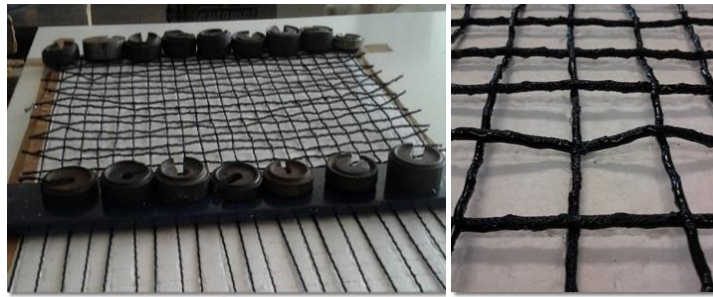


Figura 12: Detalhes das malhas de varões entrançados

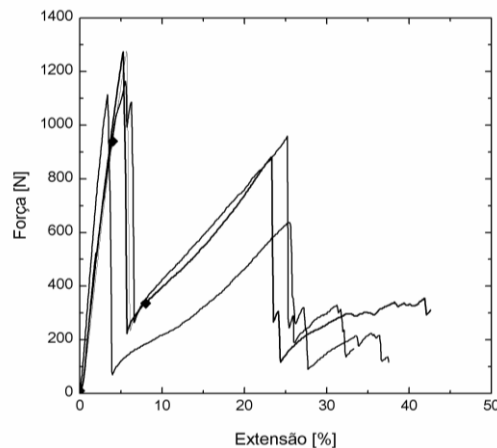


Figura 13: Comportamento típico dos varões entrançados à tração uniaxial [27]

3.2.1. Desempenho das malhas de varões entrançados em paredes sujeitas à flexão

A avaliação do desempenho das novas malhas de varões entrançados desenvolvidas para reforço de paredes de alvenaria de enchimento com o objetivo de melhorar o comportamento mecânico a ações para fora do plano induzidas pela ação sísmica foi efetuada com base num conjunto de ensaios em provetes sujeitos à flexão na direção perpendicular às juntas horizontais [27]. O objetivo é conseguir um comportamento mais dúctil das paredes e evitar as roturas frágeis observadas em paredes de alvenaria sem reforço. Para o efeito, foram selecionados diferentes materiais de reforço, nomeadamente: (1) malhas de varões entrançados; (2) malhas comerciais comparáveis com as malhas desenvolvidas, nomeadamente uma malha unidireccional de fibras de carbono (MC1) e uma outra malha comercial bidimensional de fibras de vidro (MC2), ver Figura 14. De acordo com a informação técnica, na malha comercial MC1 as fibras de carbono têm espaçamento de 25mm, apresentam uma resistência de 93.6kN/m e uma extensão de pico de cerca de 1.75%. A malha comercial MC2 apresenta uma densidade de fibras de vidro de 225g/m² com espaçamento de 25mm, resistência à tração de 45kN/m e uma extensão de rotura de 3%. A definição da geometria dos provetes, da configuração de carregamento (flexão em 4 pontos) e do número de provetes foi feita de acordo com a norma EN-1052 (1999) [31]. Com o objetivo de ter um provete representativo do pano exterior de uma parede dupla, decidiu-se utilizar de tijolos de furação horizontal de 15cm de espessura. Foram definidos provetes de alvenaria de 1400mm de vão livre entre apoios e 150mm de espessura, correspondendo a uma relação entre vão e a espessura de aproximadamente 9.3. A aplicação da argamassa de revestimento de aproximadamente 2cm de espessura e das malhas de reforço foi feita 14 dias após a construção dos provetes em apenas uma face da parede, dado que em geral no caso do pano exterior de uma parede dupla, apenas uma face está disponível para aplicação do reforço (Figura 15). A deformação dos provetes foi medida por intermédio de 5 transdutores de deslocamento e o ensaio de flexão foi efetuado em controlo de deslocamento através de um transdutor ligado ao atuador servo-hidráulico. Os diagramas força-deslocamento obtidos nos ensaios de flexão nos provetes reforçados com as malhas comerciais e com as malhas de varões entrançados apresentam-se na Figura 16.

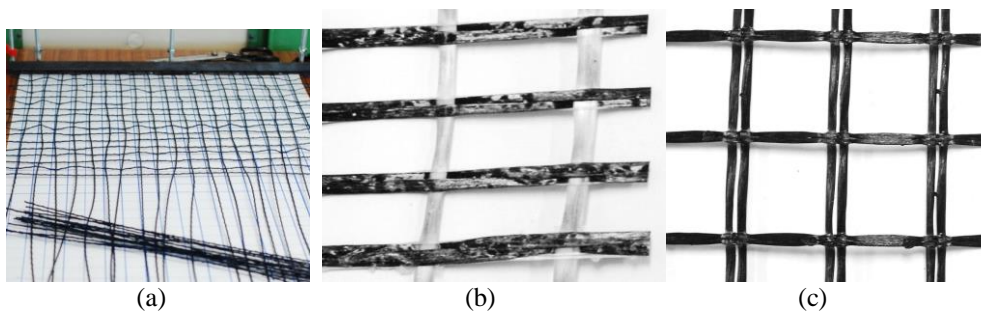


Figura 14: Detalhes das malhas de reforço; (a) malha de varões entrançados; (b) malha comercial MC1; (c) malha comercial MC2



Figura 15: Construção dos provetes e aplicação da malhas de reforço de varões entrançados

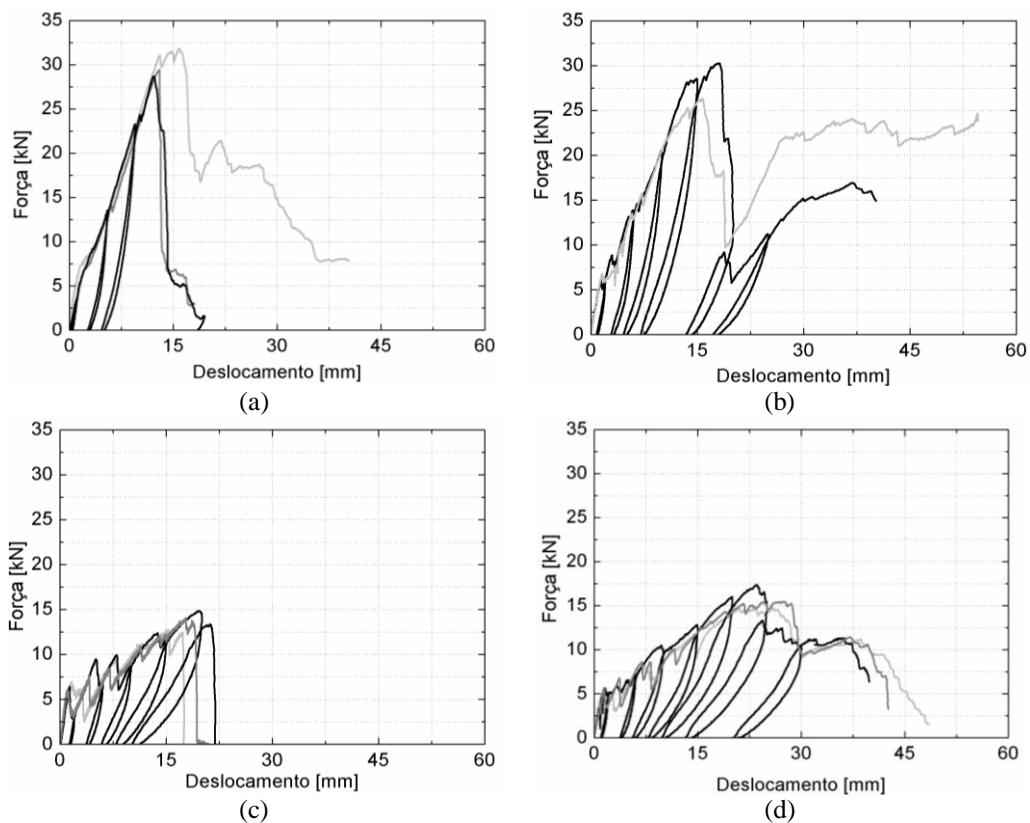


Figura 16: Diagramas força-deslocamento em provetes com: (a) malha MC1; (b) malha de varões entrançados com núcleo de fibra de carbono; (c) MC2; (d) malha de varões entrançados com núcleo de fibra de vidro

Observa-se que o regime de pré-pico é muito semelhante entre os provetes. A resistência máxima foi registada nos provetes reforçados com malhas de fibra de carbono (malhas

comerciais e malhas de varões entrançados). Registaram-se aumentos de força máxima de aproximadamente 5 vezes no caso das malhas de reforço com fibras de carbono e de aproximadamente 3 vezes no caso de provetes reforçados com malhas de fibras de vidro em relação ao valor médio obtido nos provetes não reforçados. Note-se que as malhas desenvolvidas apresentam valores de resistência à flexão mais elevados, o que ainda é mais significativo se tivermos em conta que a percentagem de fibras de reforço em ambas as malhas de varões entrançados é de 91% da percentagem existente nas malhas comerciais. Relativamente ao comportamento após a resistência máxima ser atingida, importa referir que o desempenho das malhas de varões entrançados é consideravelmente superior ao das malhas comerciais, particularmente quando se compara com o desempenho das malhas comerciais de fibra de vidro. Em ambas as malhas de varões entrançados verifica-se uma elevada capacidade de deformação quando a resistência máxima é atingida. Por outro lado, verifica-se que a deformação última é também elevada quando se compara com a deformação última obtida em provetes reforçados com as malhas comerciais, traduzindo-se assim numa maior ductilidade dos provetes reforçados com malhas de varões entrançados. Este comportamento atribui-se à estrutura do varão entrançado em forma de hélice, que tem uma grande capacidade de deformação, revelada também através dos ensaios de tração uniaxial realizados nos varões (Figura 13). Os resultados obtidos nos ensaios cíclicos indicam que a redução de rigidez é muito diferente nos provetes reforçados com malhas de fibra de vidro e de carbono. Enquanto que nos provetes reforçados com malhas de fibra de carbono a rigidez apresenta uma tendência decrescente linear, os provetes reforçados com malhas de fibra de vidro apresentam uma redução de rigidez descrita por uma função exponencial [27]. Isto significa que quando são utilizadas as malhas de fibra de vidro a degradação é muito maior, mas existe por outro lado alguma estabilização para grandes deformações.

4. COMPORTAMENTO DE PAREDES DE ENCHIMENTO PARA FORA DO PLANO

No âmbito da análise de paredes de alvenaria de enchimento construídas com tijolos de furação horizontal utilizadas recorrentemente na construção de edifícios de betão armado [9], foi realizada uma campanha experimental com vista à análise do comportamento no plano, fora do plano e análise da interação entre o dano no plano o comportamento para fora do plano. Nesta secção apresentam-se alguns resultados da campanha experimental realizada na Universidade do Minho relativos aos ensaios em pórtico de betão armado preenchido com alvenaria de tijolo sujeito a ações no plano para induzir um nível de dano e a ações para fora do plano para avaliar o efeito do dano inicial no comportamento para fora do plano.

4.1. Ensaio experimentais

O pórtico de betão armado considerado na campanha experimental é representativo de um pórtico tipo pertencente a um edifício dos anos 80. A definição do pórtico tipo foi efetuada através da definição de uma base de dados constituída por 80 projetos estruturais de edifícios construídos em diferentes décadas, com base no trabalho realizado por Furtado et al. (2015) [9]. Dadas as limitações do laboratório de engenharia civil da universidade do Minho, decidiu-se construir um modelo à escala reduzida (1:1,5) de modo a ser possível efetuar os ensaios no laboratório. Para o efeito, foi aplicada a lei de semelhança de Cauchy para definir a geometria e o esquema de armaduras dos pilares e das vigas do modelo em relação ao pórtico protótipo. Assim, a geometria do pórtico foi reduzida para metade e o esquema de reforço foi adaptado do original com base nos esforços obtidos através da lei semelhança de Cauchy, ver Figura 17.

O painel de alvenaria de pano duplo foi construído com blocos de furação horizontal com dimensões 17.5cmx11.5cmx8cm e 17.5cmx11.5cmx6cm. As dimensões destes blocos comerciais consistem nas dimensões mais próximas de metade das dimensões dos blocos de tijolo à escala real com furação horizontal de espessuras de 15cm e 11cm utilizados frequentemente em paredes duplas de vedação. A argamassa utilizada para assentamento é da classe M5, dado que se considerou ser a mais próxima da argamassa especificada nos projetos analisados. A espessura das juntas horizontais e verticais foi de aproximadamente 0.8cm. A

resistência dos blocos com dimensões reduzidas é da mesma ordem de grandeza da que se obtém nos blocos à escala real. Para os ensaios estáticos cíclicos no plano, o esquema de ensaio apresenta-se na Figura 18a e para os ensaios para fora do plano foi utilizado o esquema de ensaio indicado na Figura 18b. A viga inferior do pórtico foi ligada monolicamente a uma viga metálica ligada a uma laje de reação, sendo também aplicada uma estrutura adicional na viga de topo para impedir os deslocamentos para fora do plano. Esta estrutura foi ainda reforçada no caso dos ensaios para fora do plano para garantir a inexistência de movimentos laterais de modo a definir as condições de fronteira com deslocamento nulos nas vigas do pórtico. A aplicação da ação na direção perpendicular ao plano da parede foi efetuada com um airbag de modo a poder-se definir uma carga uniformemente distribuída na área da parede.

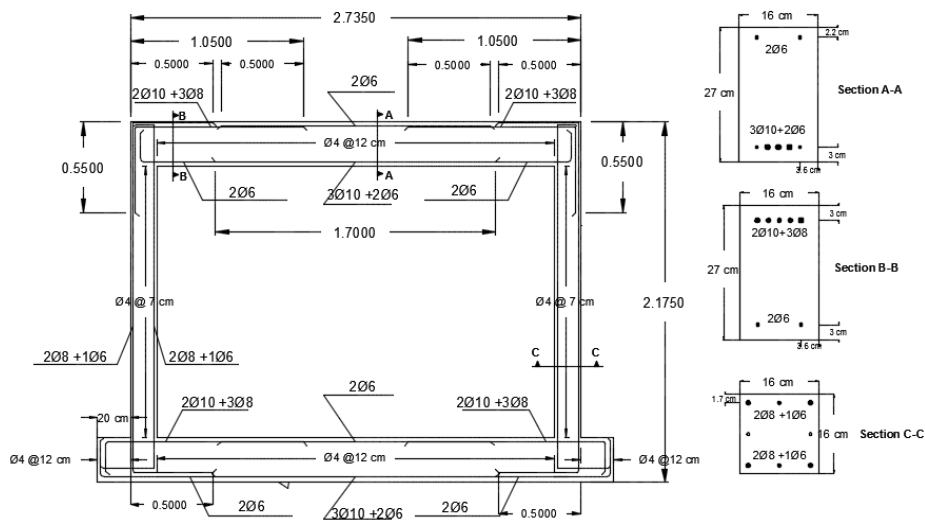


Figura 17: Geometria e esquema de armaduras no modelo reduzido do pórtico tipo adotado

A estrutura de reação do airbag foi ligada a um pórtico rígido ligado à laje a parede de reação lateral, ver Figura 18b. Dado que se admite que a área de contacto entre o airbag e a parede pode não ser constante durante o ensaio devido à deformação da parede, decidiu-se medir a força transmitida à parede pelo airbag através de quatro células de carga colocadas entre o painel de apoio do airbag e o pórtico de reação. O painel de apoio do airbag está ligado a uma estrutura metálica de perfis tubulares e têm na base um sistema de calhas para anular as forças de atrito durante o movimento da estrutura durante a aplicação da carga.

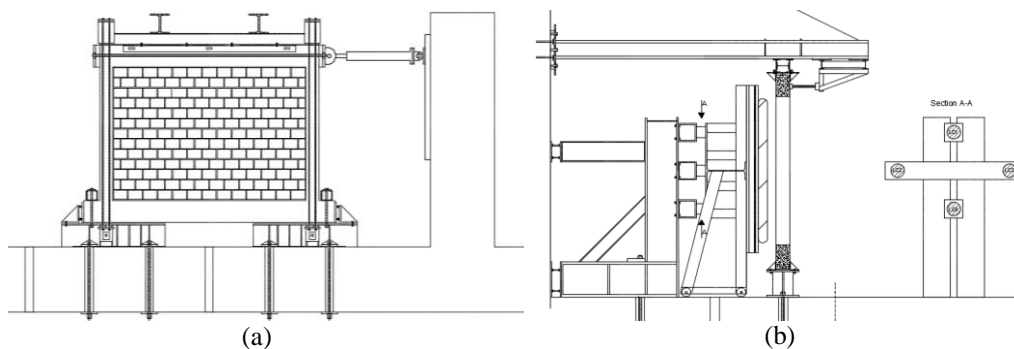


Figura 18: Esquemas de ensaio: (a) ensaio cíclico no plano; (b) ensaio para fora do plano

A ação cíclica horizontal no plano foi aplicada através de um atuador servo-controlado a meia altura da viga de topo, sendo o ensaio controlado com base no deslocamento horizontal ligado ao atuador. A lei de carregamento para os ensaios cíclicos no plano foi uma lei sinusoidal com a repetição de dois ciclos para cada deslocamento definido [32], sendo os incrementos de deslocamento definidos de acordo com regulamento americano FEMA 461 (2007) [33]. Em relação aos ensaios para fora do plano adotou-se uma lei de carregamento

cíclico em apenas um sentido, sendo os ciclos definidos também de acordo com regulamento americano FEMA 461 (2007) [33], ver Figura 19. Para a imposição do carregamento cíclico para fora do plano, foi desenvolvido um programa em LabView para controlo do ensaio com base no deslocamento medido no ponto central da parede.

A instrumentação utilizada para a monitorização dos deslocamento no plano e fora do plano encontra-se indicada na Figura 20. Para além do transdutor de deslocamento de controlo de ensaio (L18), a monitorização dos deslocamentos no plano da parede incluiu o registo do deslocamento no topo da parede, os deslocamentos das diagonais em ambas as faces da parede.

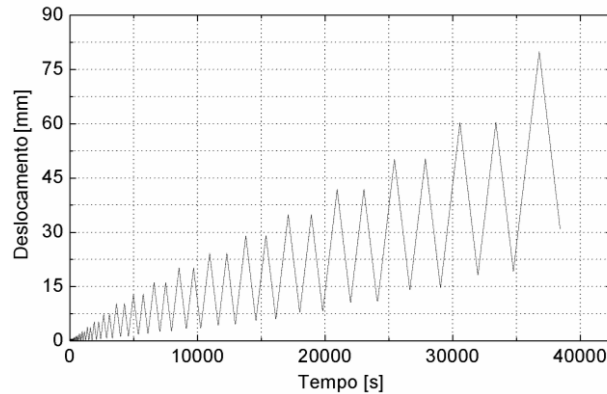


Figura 19: Lei de deslocamento imposta nos ensaios para fora do plano

Adicionalmente, mediram-se os deslocamentos relativos entre a parede e o pórtico de betão armado e os deslocamentos para controlo dos levantamentos verticais e deslizamentos horizontais da viga de base da estrutura que podem ocorrer se esta não estiver adequadamente ligada à laje de reação. Para monitorizar as deformações na direção perpendicular à parede adotou-se a malha de pontos indicada na Figura 20b de modo a ser possível obter uma deformação tridimensional e verificar a simetria dos deslocamentos medidos, quer na direção vertical, quer na direção horizontal.

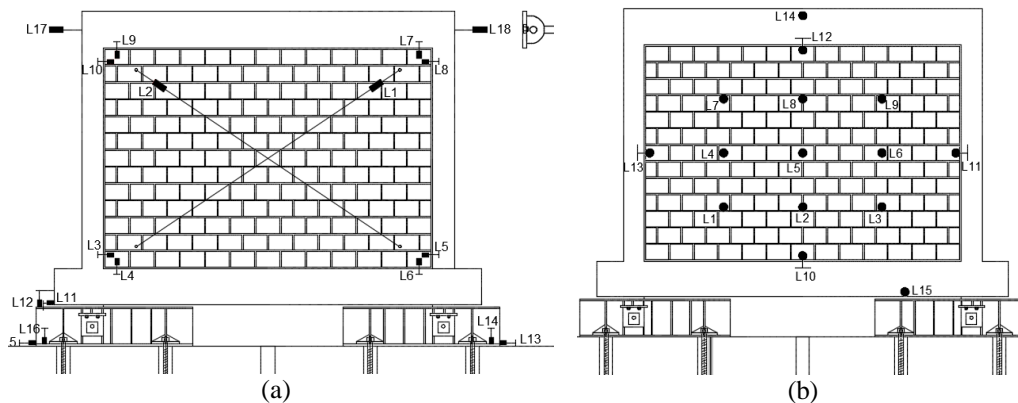


Figura 20: Instrumentação para medição dos deslocamentos; (a) ensaio para no plano; (b) ensaio para fora do plano

Com base na malha de pontos de medição é possível detetar também qualquer separação ou deslizamento da parede em relação ao pórtico. No ponto central da parede, para além do transdutor de deslocamento de controlo, foi colocado um outro transdutor em paralelo para verificar o deslocamento do ponto central da parede. Em ambos os ensaios foi aplicada uma carga vertical nos pilares de acerca da 20% da capacidade de resistência máxima dos pilares (80kN em cada pilar). Esta carga foi aplicada através de dois atuadores colocados nos topos dos pilares e ligados por tirantes à laje de reação. Para além do pórtico preenchido ensaiado para fora do plano sem imposição de dano lateral (provete OOP) através da aplicação de carga cíclica no plano, foram considerados outros dois ensaios em que se impôs um deslocamento

lateral no plano correspondente a 0.3% de drift (relação entre o deslocamento de topo e a altura de aplicação da carga) (OOP0.3) e a 0.5% de drift (OOP0.5). Com estes ensaios pretendeu-se avaliar o efeito do dano no plano na resistência para fora do plano das paredes de enchimento. Note-se que os ensaios no plano foram efetuados nos pórticos preenchidos com os dois panos de alvenaria de 6cm e 8cm de espessura. Nos ensaios realizados para fora do plano com dano induzido apenas se considerou o pano de parede de maior espessura que simula o pano exterior, tendo sido demolido o pano interior. Este procedimento advém do facto de não se considerar a ligação entre os dois panos da parede, o que representa a situação mais corrente em Portugal.

4.2. Avaliação do comportamento mecânico

Os resultados dos ensaios para fora do plano realizados nos pórticos preenchidos com alvenaria de tijolo com e sem dano no plano previamente induzido são analisados com base nos diagramas força-deslocamento e padrões de dano. Como esperado, o deslocamento medido no ponto central da parede é muito semelhante nos dois transdutores de deslocamento colocados (transdutor de deslocamento de controlo e transdutor colocado em paralelo para verificação do deslocamento no ponto central da parede). Assim, opta-se pelo transdutor de deslocamento de controlo para a definição dos diagramas força-deslocamento, dado que se considera este deslocamento como representativo do comportamento da parede para fora do plano. A força considerada nos diagramas consiste na soma das forças medidas nas quatro células de carga ligadas à estrutura de reação do airbag. Os diagramas força-deslocamento obtidos nos ensaios para fora do plano nos três provetes (OOP, OOP0.3 e OOP0.5) encontram-se ilustrados na Figura 21. Os resultados demonstram que existe uma clara variação de carga e rigidez e resistência entre as três paredes, verificando-se uma redução progressiva da resistência e rigidez para as paredes com dano no plano prévio em relação à parede sem dano. A resistência para fora do plano diminui 14.4% e 33.5% no caso do dano no plano imposto correspondente a um drift lateral de 0.3% e 0.5% respetivamente. Em relação à rigidez inicial, regista-se também uma redução nas paredes com dano imposto correspondente a um drift lateral de 0.3% e 0.5%. Por outro lado, a diferença de comportamento no regime de pré-pico entre os provetes OOP0.3 e OOP0.5 em termos de rigidez deve ser o resultado da influência do dano desenvolvido durante o ensaio cíclico no plano na primeira fase do ensaio. Note-se que o dano que se obtém na sequência do ensaio estático cíclico para um deslocamento lateral de 9.53mm, correspondente a um drift lateral de 0.5% é bastante mais significativo do que o dano obtido quando se impõe um deslocamento lateral de 5.70mm, correspondente a um drift lateral de 0.3%. Em ambos os casos se verifica a separação da parede em relação ao pórtico, nomeadamente na interface entre a parede e a viga superior do pórtico mas a densidade de fendilhação é superior quando o deslocamento lateral imposto é maior, ver Figura 22. O padrão de dano que se desenvolve quando o carregamento se aplica na direção perpendicular ao plano da parede sem dano é constituído inicialmente por uma pequena fenda horizontal localizada a meia altura da parede que se propaga ao longo de um maior desenvolvimento à medida que o deslocamento no transdutor de deslocamento de controlo aumenta. Subsequentemente, desenvolvem-se fendas diagonais que ligam a fenda horizontal aos cantos superiores e inferiores da parede. As fendas diagonais desenvolvem-se predominantemente ao longo da interface tijolo-argamassa, mas atravessam em alguns casos alguns blocos. O padrão de fendilhação assim desenvolvido demonstra a formação do mecanismo resistente associado ao efeito de arco primeiramente na direção vertical e posteriormente na direção horizontal. Após a formação das primeiras fendas horizontais, estas funcionam como rótulas plásticas e o aumento do deslocamento para fora do plano traduz-se na rotação dos troços entre fendas em torno dessas fendas. À medida que a parede se deforma após a fendilhação, desenvolvem-se forças de membrana no plano da parede, que por sua vez permitem que a parede se deforme consideravelmente sem atingir a rotura. Note-se que o deslocamento máximo a meia altura da parede é da mesma ordem de grandeza da espessura da parede (80mm), mas de acordo com Griffith et al. [34], o deslocamento para fora do plano de uma parede de alvenaria sujeita a ações para fora do plano pode ainda ser superior à sua espessura quando o mecanismo de arco se desenvolve.

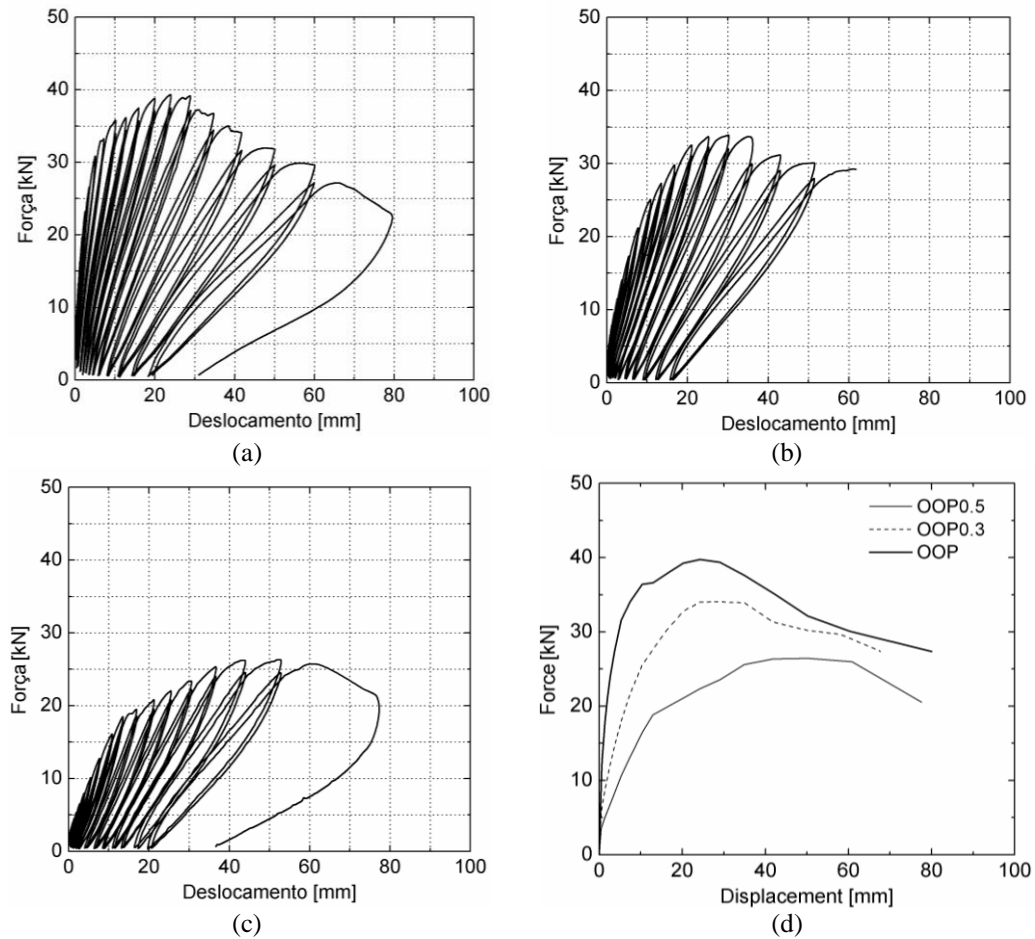


Figura 21: Diagramas força-deslocamento: (a) parede sem dano prévio; (b) parede com dano correspondente à imposição de 0.3% de drift lateral; (c) parede com dano correspondente à imposição de 0.5% de drift lateral; (d) envolventes monotónicas

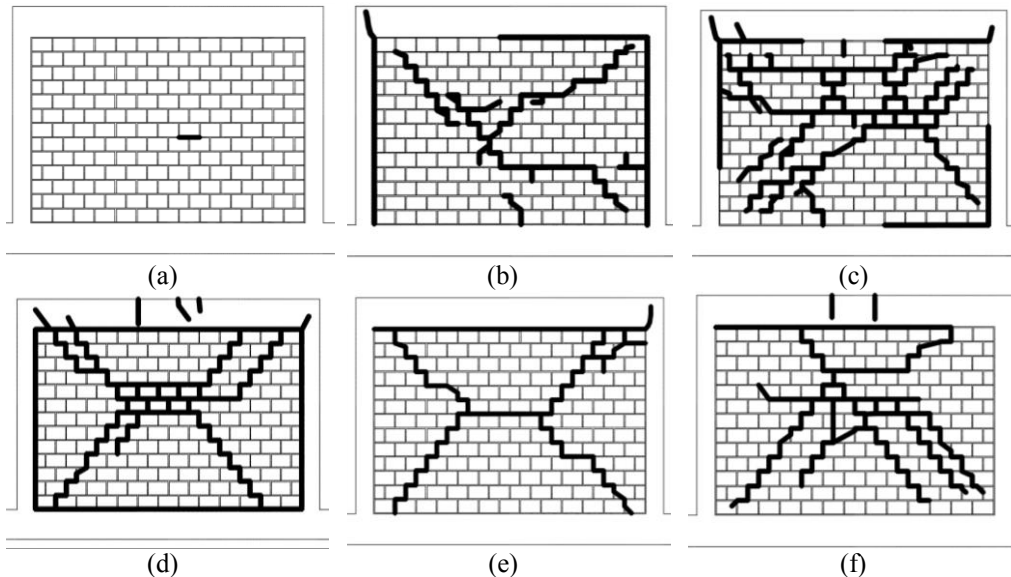


Figura 22: Padrões de fendilhação; (a) parede sem dano; (b) dano no plano – 0.3% drift; (c) dano no plano – 0.5% drift; (d) dano fora do plano – sem dano prévio; (e) dano fora do plano – dano prévio-0.3%; (f) dano fora do plano – dano prévio-0.5% drift

Isto demonstra que se for possível o desenvolvimento do mecanismo de arco, a parede pode experimentar deformações elevadas. O desenvolvimento do efeito de arco pressupõe que o deslizamento entre a paredes e as fronteiras (interfaces entre a parede e o pórtico) seja nulo, mas também se pode desenvolver para pequenos deslizamentos ao nível das interfaces [35]. Isto significa que na parede em estudo as interfaces resistem consideravelmente aos esforços de corte que são induzidos pelo carregamento uniforme. Através da Figura 23 é possível observar o perfil de deslocamentos na direção perpendicular ao plano nos alinhamentos centrais na direção vertical e horizontal obtidos com base nas medições dos transdutores de deslocamento posicionados de acordo com a Figura 20b.

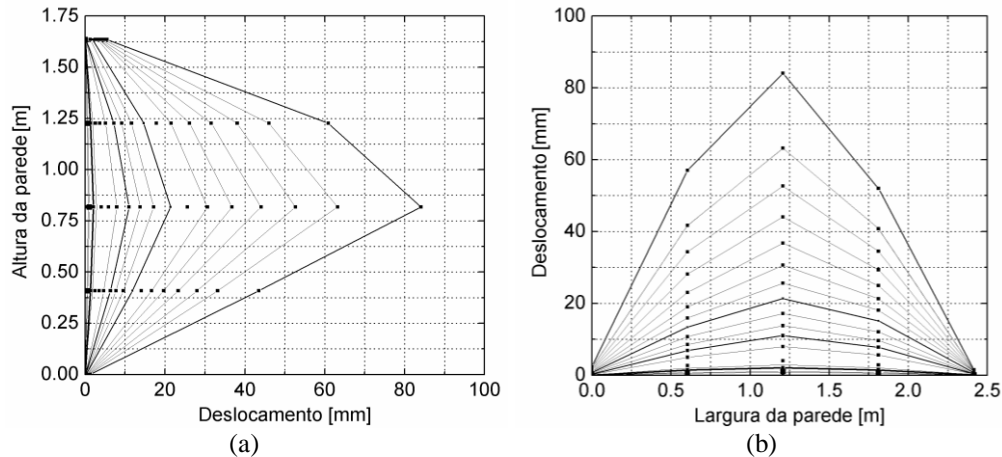


Figura 23: Deslocamentos para fora do plano; (a) perfil vertical central; (b) perfil horizontal central

Verifica-se que os deslocamentos nas interfaces superior e inferior são nulos até um deslocamento a meia altura de 11mm. A partir deste deslocamento a interface superior entre a parede e a viga de betão apresenta um deslocamento crescente e atinge no máximo o valor de 5.4mm, correspondendo a 6.5% do deslocamento máximo da parede. Verifica-se que este deslocamento não impede que o mecanismo de arco se forme mas poderá alterar a resistência associada ao mecanismo de arco puro. Por outro lado, na direção horizontal, verifica-se também um pequeno deslocamento na interface esquerda (ligação da parede ao pilar esquerdo) de acerca de 2.4mm, que corresponde a 2.8% do deslocamento máximo da parede.

O mecanismo de resistência associado ao efeito de arco também se desenvolve nas paredes com dano prévio induzido pela ação cíclica no plano. No entanto, na parede com maior nível de dano induzido através do ensaio estático cíclico no plano (OOP0.5), o padrão de fendilhação obtido é influenciado pelo dano prévio: (1) de fenda horizontal que se desenvolve no ensaio cíclico no plano acaba por ser a mesma fenda que vai abrir no ensaio fora do plano; (2) as fendas diagonais na parte inferior estão em parte relacionadas com a fendas iniciadas durante o ensaio cíclico no plano, ver Figura 22f. Em ambas as paredes com dano prévio verifica-se a separação da parede relativamente à viga superior do pórtico, sendo mais significativa no caso de dano induzido correspondente a um drift de 0.5%, o que está relacionado com uma maior degradação da interface. A maior deformação da parede ao nível da interface superior resulta num padrão de fendilhação mais próximo do caso teórico de painel apoiado em três bordos, o que se acaba por traduzir numa redução superior de resistência relativamente à parede sem dano inicial. No caso da parede submetida a um dano correspondente a 0.3% de drift lateral, verifica-se que o processo de fendilhação começa pela abertura de fendas previamente formadas mas à medida que o deslocamento imposto para fora do plano da parede aumenta desenvolvem-se fendas de forma independente do padrão de dano existente formando-se o padrão de fendilhação muito semelhante ao padrão que se desenvolve na parede de referência. A diminuição da resistência deverá estar associada a uma menor resistência da alvenaria à compressão devido à fendilhação induzida. A diminuição da resistência em paredes de enchimento com tijolos de furação vertical com dano prévio induzido foi também observada

por Hak et al. 2014) [35], quando o dano induzido no plano aumentou, associado a um aumento de drift lateral entre 1.5% e 2.5%. Angel (1994) [36] concluiu também que o dano prévio no plano influencia o comportamento da parede para fora do plano: (1) traduz-se numa diminuição da resistência para fora do plano, sendo a redução maior em painéis de elevada esbelteza e menor em painéis de menor esbelteza; (2) o nível de dano imposto resulta também em diferentes respostas nas paredes sujeitas a um carregamento para fora do plano.

Na parede sem dano prévio (OOP) e na parede com dano correspondente a um drift de 0.3% (OOP0.3) observa-se um aumento progressivo dos deslocamentos residuais na fase não linear de comportamento, particularmente no regime de pós-pico, após as paredes terem atingido a carga máxima. No caso da parede OOP0.5, o aumento de deslocamentos residuais verifica-se ainda no regime de pré-pico na sequência da diminuição da rigidez e progressivo deslizamento da interface superior da parede.

5. NOTAS FINAIS

Neste artigo discutem-se alguns avanços no que respeita à caracterização de paredes de alvenaria de enchimento típicas edifícios de betão armado construídos em Portugal e de uma solução de reforço inovadora com base em reboco armado com uma malha de varões entrançados. Adicionalmente, apresentaram-se algumas possibilidades de soluções para a construção de paredes de enchimento com a possibilidade de manter a parede ligada rigidamente ao pórtico de betão armado ou então soluções em que as paredes ficam separadas do pórtico, permitindo a minimização da interação pórtico-parede e a deformação.

Os ensaios de caracterização mecânica em predes incluíram sequenciais: (1) ensaios cíclicos no plano para imposição de um dano prévio; (2) ensaios para fora do plano da parede. O objetivo destes ensaios combinados foi o de avaliar a influência de dano no plano no comportamento para fora do plano das paredes de enchimento. Para o efeito, foram adaptados esquemas de ensaio, tendo concebido um esquema de ensaio para aplicação da carga para fora do plano da parede através de um airbag para garantir o carregamento uniformemente distribuído e assim simular de forma mais aproximada o efeito da ação sísmica. Destes ensaios concluiu-se que: (1) o sistema de ensaio para fora do plano definido demonstrou-se adequado à realização dos ensaios para fora do plano; (2) foi possível caracterizar a alvenaria de enchimento com e sem dano prévio no plano; (3) a influência do dano no comportamento para fora do plano depende do nível de dano, tendo sido registados valores decrescentes de resistência e rigidez com o aumento de dano relativamente à parede de referência sem dano; (4) em todos os casos se verifica a formação do mecanismo de resistência de arco, mas a eficiência de deformação deste pode depender do dano prévio induzido; (5) um aspeto essencial para garantir estabilidade para fora do plano das paredes parede estar associado ao facto de ser importante garantir uma boa ligação ao pórtico para se desenvolver o mecanismo de resistência por efeito de arco, o que implica que as paredes sem construídas com mão de obra de qualidade.

Dos ensaios de caracterização do desempenho do rebolo armado com a utilização de malhas de varões entrançados desenvolvidos na Universidade do Minho foi possível concluir que: (1) as malhas de varões entrançados conduzem a valores de resistência à flexão da mesma ordem de grandeza da resistência obtida com malhas comerciais, mas ainda assim superior; (2) as malhas com varões entrançados proporcionam uma ductilidade muito elevada, o que está relacionado com a estrutura interna do entrançado.

6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente suportado pelo projeto RetroInf – “RetroInf – Desenvolvimento de soluções inovadoras para reabilitação sísmica de paredes de enchimento” (PTDC/ECM/122347/2010), financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, e pelo projeto INSYSME – “Development of innovative systems for reinforced masonry walls” (nº606229), financiado pela Comissão Europeia.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Lourenço, P., Vasconcelos, G., Medeiros, P., Gouveia, J. - “Vertically perforated clay brick masonry for loadbearing and non-loadbearing masonry walls”, *Construction and Building Materials*, 24, 2317-2330, 2010.
- [2] Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S. - “Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames”, *Journal of Structural Engineering*, 12 (8), 1055-1063, 2002.
- [3] Bertero, V.V., Brokken, S. - “Infills in seismic resistant building, *Journal of Structural Engineering*”, 109(6), 1337-1361, 1983.
- [4] Pereira, M.F.P. - Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à ação dos sismos, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 470pp, 2013.
- [5] Vintzileou, E., Tassios, T.P. - “Seismic behaviour and design of infilled R.C. frames”, *European Earthquake Engineering*, 3(2), pp. 22-28, 1989.
- [6] EN 1998-1 - "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings", *European Standard. CEN. Brussels*. December 2004.
- [7] Mendes da Silva, R. – “Alvenarias não estruturais- Patologias e estratégias de reabilitação, Seminário Paredes de Alvenaria: Situação e Novas Tecnologias, Lourenço e Sousa Ed., 187-206, 2001.
- [8] Dias, A.B., Sousa, A.V.S. Manual de Alvenaria de Tijolo, Associação Portuguesa de Indústria Cerâmica, 2ª Edição, 2009. ISBN. 9789729947858.
- [9] Furtado, A., Costa, C., Arêde, A., Rodrigues, H. – “Geometric characterization of Portuguese RC buildings with masonry infill walls stock”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2015. (accepted for publication).
- [10] Vintzileou, E. – “Typical masonry infills for buildings in Greece”, *Enclosure Masonry Walls Systems Worldwide*, Pompeu dos Santos Ed., Taylor & Francis, 85-99, 2006.
- [11] Jager, W., Schops, P. – “Typical masonry constructions in Germany”, *Enclosure Masonry Walls Systems Worldwide*, Pompeu dos Santos Ed., Taylor & Francis, 67-84, 2006.
- [12] EN 1996-1-1 - "Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures", *European Standard. CEN. Brussels*. November 2005.
- [13] Chiou, Y-J, Tzeng J-C, Liou Y-W. – “Experimental and analytical study of masonry infilled frames”, *Journal of Structural Engineering*, 12(10), 1109-1117, 1999.
- [14] Tu Y-H, Chuang T-H, Liu P-M, Yang Y-S. – “Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames”, *Engineering Structures*, 32, 3925-3935, 2010.
- [15] Vicente, R.S., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., Mendes da Silva, J.A.R. – “Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes”, *Earthquake engineering and engineering vibration*, 10(4), 12p, 2011.
- [16] Dias, A.B., Da Porto, F., Fehling, F., Lourenço, P.B., Morandi, P., Vintzileou, E., Ahmet, Y. – “Innovative systems for earthquake resistant masonry enclosures in RC buildings”, 9th International Masonry Conference, 07-09 Julho, Guimarães, Portugal, 2014.
- [17] Totoev, Y., Williamson, D., Wang, Z. – “Vibrations of multi-storey RC Frame with SIM panels; Numerical Simulation”, 9th International Masonry Conference, 07-09 Julho, Guimarães, Portugal, 2014.
- [18] Roque, J.C.A. - “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria”, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [19] Pereira, D. - “Estudo Sísmico de Edifícios Antigos – Reforço e análise não linear”, Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico, 2009.
- [20] Rupika, W.K. - “Out of plane strengthening of unreinforced masonry walls using textile reinforced mortar systems”, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Singapura, 2010.

- [21] Bournas, D.A., Triantafyllou, T.C., Papanicolaou, C. - "Retrofit of Seismically Deficient RC Columns with Textile-Reinforced Mortar (TRM) Jackets", 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4), 471-490, 2009.
- [22] Elgwady, M.A., Lestuzzi, P., Badoux, M. - "Dynamic in-plane behaviour of URM wall upgraded with composites", Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.
- [23] Canbay E., Ersoy U., Ozcebe G. - "Contribution of reinforced concrete infills to seismic behaviour of structural systems", ACI Structural Journal, 100(5), 637-43, 2003.
- [24] Papanicolaou, C.G., Triantafyllou, T.C., Karlos, K., Papathanasiou, M. - "Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading", Materials and Structures, 40, 1081-1097, 2007.
- [25] Papanicolaou, C.G., Triantafyllou, T.C., Papathanasiou, M., Karlos, K. - "Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading." Materials and Structures, 41, 143-157, 2008.
- [26] M Harajli, H.E., San-Jose, J.T. - "Static and Cyclic Out-of-Plane Response of Masonry Walls Strengthened Using Textile-Mortar System." Journal of materials in civil engineering, 22(11), 1171-1180, 2010.
- [27] Martins, A., Vasconcelos, G., Fangueiro, R., Cunha, F. - "Experimental assessment of an innovative seismic strengthening material for brick masonry infills", Composites: Part B, 2015. (aceite para publicação).
- [28] Mora, J. - "Innovative retrofitting materials for brick masonry infill walls", Tese de Mestrado, Universidade do Minho, 2013.
- [29] Frangueiro, R. - "Fibrous and composite materials for civil engineering applications", Fangueiro Ed., Elsevier, 2011.
- [30] ASTM 5034 09 - Standard test method for breaking strength and elongation of textile fabrics (Grab Test), 2009.
- [31] EN 1015-11 - in Methods of test for mortar for masonry, Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. 1999.
- [32] Akhoundi, F., Vasconcelos, G., Lourenço, P.B., Palha, C., Silva, L.M. - "In-plane and out-of-plane experimental characterization of rc masonry infilled frames", 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design, Ponta Delgada, Açores, 2015 (aceite para publicação).
- [33] FEMA461. Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components. 2007.
- [34] Griffith, M.C., Vaculik, J., Lam, N.T.K., Wilson, J., Lumantarna, E. - "Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36, 801-820, 2007.
- [35] Hak, S., Morandi, P., Magenes, G. - "Out-of-plane experimental response of strong masonry infills", Second European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 25-29 August, 2014.
- [36] Angel, R., "Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills", PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, 238pp, 1994.

