

# Avaliação experimental de soluções de reforço sísmico para paredes de alvenaria de enchimento

Experimental assessment of seismic retrofitting solutions for infill masonry walls

André Furtado  
António Arêde  
José Melo  
Hugo Rodrigues  
Humberto Varum

## Resumo

O estudo do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento tem sido, durante os últimos anos, alvo de uma atenção especial por parte da comunidade científica internacional, motivado pelas observações realizadas em missões de reconhecimento de danos pós-sismo onde são reportados inúmeros danos e colapsos deste tipo de paredes para fora do seu plano. Diferentes causas são apontadas para esta vulnerabilidade, sendo estas na sua maioria relacionadas com as soluções construtivas adotadas aquando da sua construção, e que ainda hoje são uma prática comum na construção em Portugal. Com base nesta motivação foram realizados 4 ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real, no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE, com o objetivo principal de avaliar a eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro em paredes sujeitas a ações puras para fora-do-plano ou combinadas com ações prévias ao longo do plano da parede. Ao longo do presente trabalho será apresentada a campanha experimental, a descrição do *setup* experimental, os resultados principais (curvas força-deslocamento e evolução de dano), assim como as principais conclusões retiradas do presente estudo.

**Palavras-chave:** Paredes de enchimento / Comportamento para fora-do-plano / Solução de reforço / Reboco armado / Força-deslocamento / Evolução de dano

## Abstract

The study of the out-of-plane behaviour of infill walls has been, during the last years, the target of special attention by the international scientific community. The observations carried out in post-earthquake damage reconnaissance missions reported countless damages and collapses of this type of walls due to out-of-plane loadings. Different causes are pointed out for this vulnerability, most of which are related to the constructive solutions adopted during its construction and are still common in Portuguese construction practice today. Based on this motivation, four quasi-static out-of-plane tests of full-scale infill walls were carried out at the Laboratory for Seismic and Structural Engineering - LESE, with the primary objective of evaluating the efficiency of a textile-reinforced mortar solution with fibreglass mesh on walls subjected to pure out-of-plane actions or combined with previous actions along the wall plane. Throughout this work, the description of the test setup is presented, the main results (force-displacement and damage evolution curves) will be presented, and the main conclusions drawn from the present study.

**Keywords:** Masonry infill walls / Out-of-plane behaviour / Strengthening solutions / textile-reinforced plaster / Force-displacement / Damage evolution

## André Furtado

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia  
da Universidade do Porto  
Portugal  
afurtado@fe.up.pt

## António Arêde

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia  
da Universidade do Porto  
Portugal  
aarede@fe.up.pt

## José Melo

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia  
da Universidade do Porto  
Portugal  
josemelo@fe.up.pt

## Hugo Rodrigues

RISCO, Universidade de Aveiro  
Portugal  
hrodrigues@ua.pt

## Humberto Varum

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia  
da Universidade do Porto  
Portugal  
hvarum@fe.up.pt

## Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

## Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

FURTADO, A. [et al.] – Avaliação experimental de soluções de reforço sísmico para paredes de alvenaria de enchimento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 49-60.

## 1 Introdução

Um dos maiores desafios na mitigação do risco sísmico é a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios não dimensionados de acordo com os atuais regulamentos e o desenvolvimento de soluções de reforço eficientes. Ao longo dos últimos anos, pode-se observar um interesse crescente no estudo do comportamento das paredes de alvenaria de enchimento e da sua influência na resposta de um edifício quando é sujeito a uma ação sísmica. Relatórios de observação de danos pós-sismo são unânimes ao reconhecer que as paredes de enchimento têm desempenhado um papel importante na resposta sísmica dos edifícios de betão armado. De igual modo, o comportamento sísmico das paredes de enchimento tem sido caracterizado por diversos tipos de danos e colapsos com origem em ações combinadas ao longo do seu plano e fora-do-plano [1-4].

O colapso para fora-do-plano destes elementos tem sido responsável por inúmeras mortes e prejuízos económicos e materiais. É reconhecido que o seu comportamento no plano tem interação com o seu desempenho para fora do seu plano uma vez que danos causados por ações no seu plano tais como destacamento entre o painel e o pórtico de betão armado envolvente, fissuração diagonal, etc., aumentam a sua vulnerabilidade quando sujeito a ações perpendiculares ao seu plano. Diferentes autores indicam que o comportamento para fora-do-plano de painéis de enchimento é fortemente influenciado por diversos fatores tais como: existência ou não de ligação entre o painel e os elementos de betão armado envolventes; existência ou não de ligação mecânica entre panos (em caso de paredes duplas); insuficiente largura de apoio do painel na viga de base ou laje adotado para correção das pontes térmicas; deficiente execução da última junta horizontal de argamassa na transição entre a parede e o pórtico de betão armado; condições-fronteira, esbelteza e por fim a existência de dano prévio. Os colapsos dos painéis de enchimento podem introduzir irregularidades em planta e/ou em altura no edifício, que consequentemente podem desencadear mecanismos globais de rotura [5, 6].

Considerando o reduzido número de estudos experimentais nesta temática e tendo em conta a presença de painéis de enchimento na maioria dos edifícios de betão armado em Portugal, torna-se fundamental realizar estudos que permitam caracterizar o comportamento sísmico destes painéis e o desenvolvimento de estratégias de reforço que permitam melhorar o seu desempenho e previnam o seu colapso, em situação de sismo.

Desta forma, o presente trabalho visa apresentar os resultados experimentais de três ensaios para fora-do-plano, à escala real realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural cujo objetivo principal foi avaliar a eficiência de uma solução de reforço de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro. Ao longo do presente artigo serão apresentados detalhes da execução do reforço assim como das suas propriedades materiais. O *setup* experimental, instrumentação e protocolo de carregamento serão apresentados assim como os resultados experimentais que serão discutidos em termos de danos observados e resposta força-deslocamento.

## 2 Apresentação da campanha experimental

### 2.1 Descrição dos provetes

A presente campanha experimental é composta por três ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real com recurso a atuadores pneumáticos. As dimensões geométricas dos painéis testados são  $4,20 \times 2,30$  m (comprimento e largura, respetivamente), representativo das dimensões geométricas dos painéis existentes no Parque Habitacional em Portugal. As paredes são inseridas num pórtico de betão armado com pilares de secção transversal  $30 \times 30$  cm<sup>2</sup> e vigas superiores e inferiores com secção igual a  $30 \times 50$  cm<sup>2</sup>.

Ambos os painéis foram construídos com recurso a tijolos cerâmicos de furação horizontal com 15 cm de espessura, sem ligação ao pórtico de betão armado e sem existência de qualquer espaçamento entre o painel e os elementos de betão armado. Para o assentamento da alvenaria foi utilizada uma argamassa pré-doseada de classe M5. Ambas as paredes foram construídas com recurso a mão-de-obra tradicional. Relativamente às propriedades materiais do pórtico de betão armado, foi selecionado um betão de classe C20/25 e um aço de classe A500.

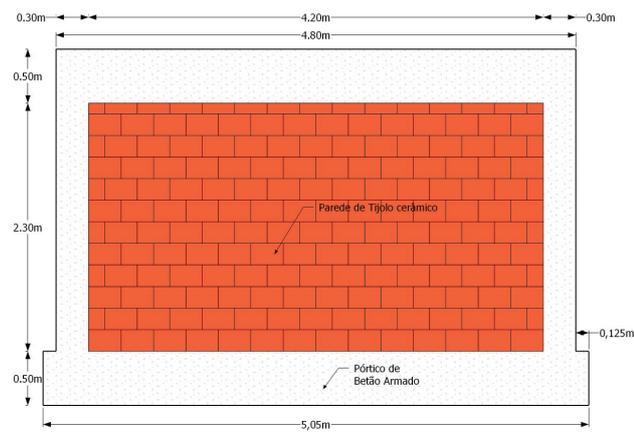


Figura 1 Dimensões geométricas do pórtico de betão armado com parede de enchimento (unidades em metros)

Foram construídas três paredes com as mesmas dimensões geométricas, os mesmos materiais e utilizando a mesma mão-de-obra. A primeira parede, aqui designada Inf\_09, foi construída sem qualquer reforço e foi testada (unicamente para fora-do-plano) até ao seu colapso. Após a sua remoção foi construída uma nova parede Inf\_12, que foi reforçada 12 dias após a sua construção. Esta foi testada aos 28 dias, primeiramente ao longo do seu plano onde o objetivo foi introduzir um dano reduzido no painel correspondente a um *drift* entre pisos de 0.3%. Após atingir este objetivo, o ensaio no plano foi concluído e a parede passou a ser testada unicamente para fora do seu plano para avaliar o desempenho da solução de reforço quando sujeito a ações combinadas no plano (IP) e fora do plano (OOP). Finalmente, a terceira parede Inf\_13 foi construída após a demolição da parede Inf\_12, reforçada 12 dias depois da sua construção e testada aos 28 dias. A parede foi testada unicamente para ações puras para fora do plano.

### 2.2 Detalhe e processo de reforço das paredes

As paredes Inf\_12 e Inf\_13 foram reforçadas com a mesma solução de reforço, o reboco armado, utilizando a mesma rede de armação, conetores e pormenorização. A diferença entre ambas as paredes residia apenas no tipo de testes a que estas seriam sujeitas, nomeadamente a parede Inf\_12 seria sujeita ao ensaio combinado no plano seguido do ensaio para fora do plano e a parede Inf\_13 seria ensaiada unicamente para ações para fora do seu plano.

Foi selecionada uma rede de armação em fibra de vidro bidirecional da FASSA BARTOLO com uma resistência à tração de 40 kN/m, uma extensão última de 3,4%, um peso de 185 g/m<sup>2</sup> e uma dimensão da grelha de  $16,7 \times 16,7$  mm<sup>2</sup>. Foram utilizados conetores plásticos para fixar a rede de armação à parede de tijolo e foram utilizadas buchas metálicas com anilhas metálicas para fazer a fixação da rede ao pórtico de betão armado. Adicionalmente, foi utilizada uma chapa metálica de 3 mm de espessura e 3 cm de largura entre os conetores metálicos e o pórtico de betão armado. Esta chapa metálica era corrida ao longo da largura e altura da parede por forma a garantir uma melhor fixação da rede de armação e evitar a rotura localizada por corte da rede (problema identificado em estudos anteriores [7]). Na Figura 2 são apresentados os materiais utilizados para reforçar as paredes Inf\_12 e Inf\_13 conforme descrito anteriormente.

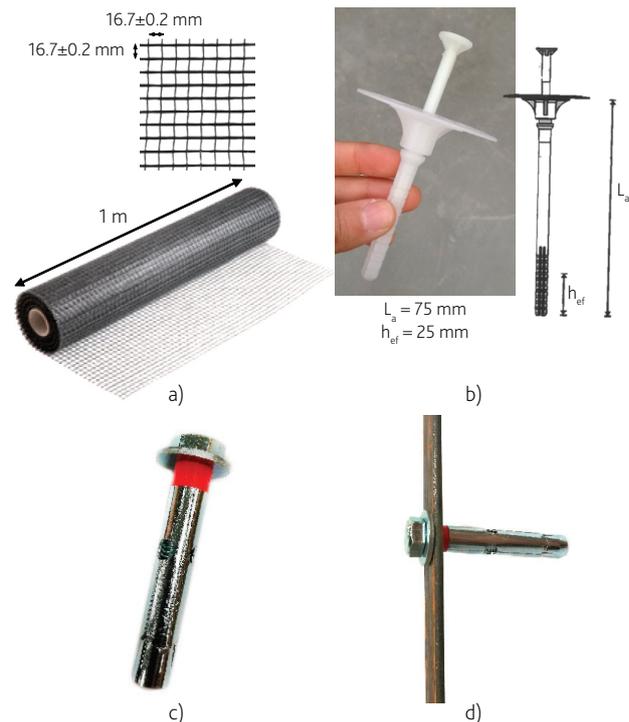


Figura 2 Materiais utilizados para reforçar as paredes Inf\_12 e Inf\_13: a) rede de armação; b) conector plástico para fixação à parede de tijolo; c) bucha metálica com anilha metálica e d) chapa de aço

O procedimento de reforço iniciou-se com a aplicação de uma primeira camada de argamassa com cerca de 1 cm de espessura. Foi utilizada uma argamassa tradicional com resistência à



Parede preparada para ser reforçada



Aplicação da primeira camada de reboco



Posicionamento e fixação da rede de armação



Abertura de furos para aplicação de conector



Aplicação de bucha metálica



Detalhe da fixação ao pórtico de betão armado



Visão geral da aplicação final da rede de armação



Aplicação da segunda camada de reboco

**Figura 3** Processo de reforço das paredes Inf\_12 e Inf\_13

compressão de cerca de 5 MPa. De seguida a rede de armação foi fixada com auxílio dos conectores plásticos que auxiliaram todo este procedimento de posicionamento da rede e fixação. O rolo da rede fornecida tinha uma largura de total de 1 m e 50 m de comprimento. Foram recortadas cinco faixas com 1 m de largura e um comprimento de 2,60 m. Estas faixas foram aplicadas na vertical por forma a facilitar o procedimento de aplicação da rede. Foi assumida uma sobreposição entre faixas de rede de 10 cm de acordo com o recomendado pelo fornecedor. A rede foi estendida 15 cm sobre as vigas e sobre os pilares de betão armado. Em seguida, nas interfaces pórtico-parede foi assumida uma duplicação da rede de armação com uma sobreposição igual a 30 cm (15 cm sobre o elemento de betão armado e 15 cm sobre a parede de enchimento). A fixação da rede no betão armado foi então realizada com a chapa metálica e as buchas metálicas. Após concluída a fixação da rede de armação foi aplicado 1 cm de reboco utilizando a mesma argamassa do primeiro barramento. A Figura 3 apresenta uma sequência de imagens associada ao procedimento de reforço das Paredes Inf\_12 e Inf\_13.

## 2.3 Descrição do *setup* experimental

O ensaio experimental realizado consistiu na aplicação de uma carga uniforme para fora-do-plano ao longo de toda a parede através de 28 atuadores pneumáticos que estão ligados a uma estrutura metálica de reação autoequilibrada composta por 4 alinhamentos horizontais realizados em perfis HEB140 ligados a 5 alinhamentos verticais realizados em perfis HEB220 (Figura 4). Os alinhamentos verticais são rotulados, permitindo-se assim a sua rotação. A estrutura metálica de reação encontra-se ligada ao pórtico de reação através de varões roscados em 12 pontos (5 em cada viga e 1 em cada pilar). Em cada uma das ligações foi colocado uma célula de carga que permitiu monitorizar as forças desenvolvidas ao longo do tempo.

## 2.4 Instrumentação e protocolo de carregamento

A parede foi instrumentada no total com 21 transdutores de deslocamento, 13 deles destinados à medição dos deslocamentos



Figura 4 Setup experimental: a) esquema geral; b) vista lateral; e c) vista frontal

para fora-do-plano do painel e os restantes 8 para medição da rotação entre o painel e os elementos de betão armado. A Figura 5 apresenta a instrumentação adotada nos ensaios para fora do plano das 3 paredes. Para além disso, e tal como dito anteriormente, foram utilizadas 12 células de carga para monitorizar as transferências de carga ao longo dos ensaios. Dois sensores de pressão foram acoplados ao sistema pneumático por forma a monitorizar a pressão de ar inserida no sistema para atuação na parede. Uma vez que o ensaio é controlado em deslocamento, foi assumido que o transdutor de referência é o correspondente ao ponto central do painel, uma vez que é a região onde é expectável ocorrer as deformações maiores.

O protocolo de carga obedeceu à aplicação de dois semi-ciclos (carga descarga) para cada dum dos picos de deslocamento alvo definidos: 2,5; 5; 7,5; 10; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60; 65 e 70 mm.

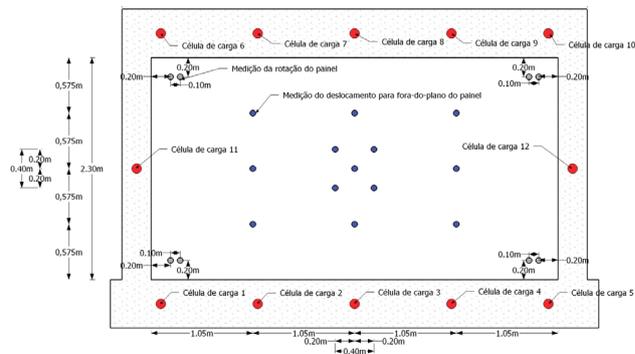
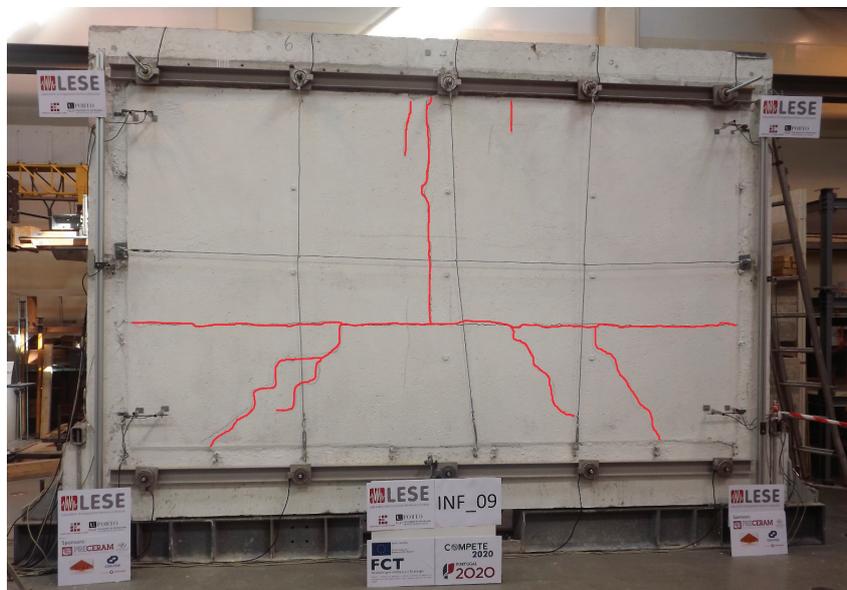


Figura 5 Instrumentação utilizada nos ensaios



a)



b)



c)

Figura 6 Parede não reforçada Inf\_09 --: Danos observados a) padrão de Fissuração; b) vista lateral pré-colapso; c) vista lateral pós colapso

### 3 Apresentação e discussão dos resultados

Os resultados dos dois ensaios realizados foram analisados em termos de dano observado e respetivo padrão de fissuração e da resposta força-deslocamento de cada parede. Numa primeira análise analisa-se individualmente a resposta de cada um dos ensaios, após o que se realiza a análise conjunta e a comparação destes dois ensaios, avaliando-se assim a eficiência da solução de reforço na melhoria do comportamento da parede.

#### 3.1 Parede Inf\_09 (não reforçada e sem dano prévio no plano)

Durante a realização do ensaio, não se verificou qualquer tipo de dano até ao deslocamento para fora-do-plano igual a 5 mm. Para este mesmo nível de deslocamento verificou-se o destacamento do reboco em algumas zonas do painel. De seguida, para um deslocamento de 7,5 mm verificou-se o início da abertura de uma fissura horizontal a uma cota aproximadamente correspondente a 1/3 da altura do painel. Quando a parede atingiu um deslocamento alvo de 15 mm, a fissura horizontal tornou-se mais pronunciada ao mesmo tempo que surgiu uma fissura vertical na zona central do painel, desde o topo até à fissura horizontal existente. Seguidamente, para o deslocamento de 25 mm surgiram fissuras diagonais, que se iniciaram no alinhamento da fissura horizontal existente até à base do painel. Por fim, para um deslocamento de 30 mm, ocorreu o colapso do painel que se desintegrou totalmente. Assim, o padrão de fissuração observado foi essencialmente trilinear como evidenciado na Figura 6a; as Figuras 6b e 6c apresentam o aspeto geral do painel no instante antes e após o seu colapso.

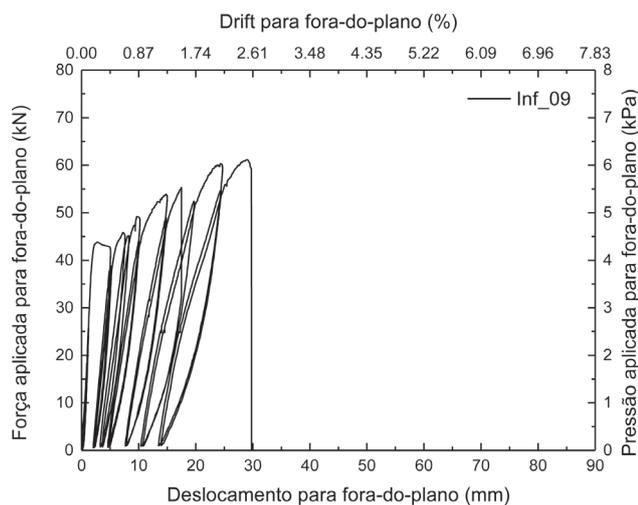


Figura 7 Parede Inf\_09: resposta força-deslocamento

Na Figura 7 apresenta-se o gráfico da resposta força-deslocamento da parede Inf\_09, onde o deslocamento indicado se refere ao ponto central do painel.

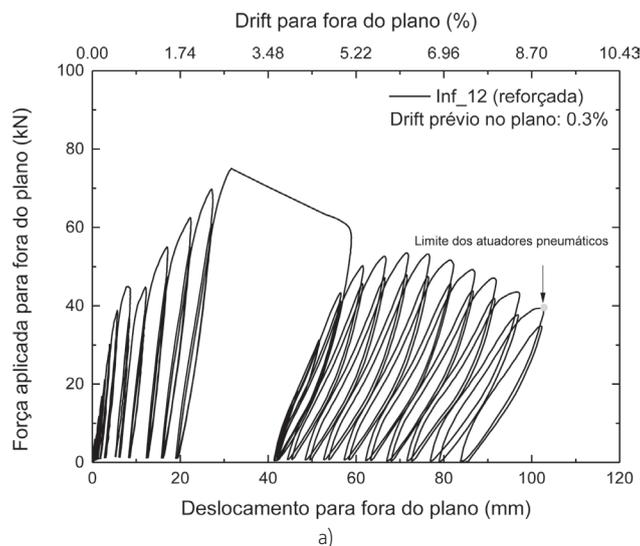
Como se pode observar, para um deslocamento igual a 2 mm ocorreu uma primeira cedência do painel, levando a uma rápida progressão até 5 mm de deslocamento (quando foi visível o destacamento de reboco em algumas zonas do painel). Após isso, verifica-se ganho progressivo de resistência até atingir uma força máxima de 61.2 kN para um deslocamento para fora-do-plano igual a 29,0 mm. De seguida, para o instante em que o deslocamento atingiu um valor de 29,8 mm ocorreu subitamente o colapso da parede sem qualquer perda de resistência prévia significativa.

#### 3.2 Parede Inf\_12 (reforçada e com dano prévio no plano)

A parede Inf\_12 foi sujeita primeiramente a um carregamento ao longo do seu plano (0.3% *drift*), onde foi observado um ligeiro destacamento entre a parede e a viga de betão armado superior. Observou-se pontualmente um destacamento de porções do reboco, no entanto sem qualquer rotura visível da rede de armação. Desenvolveu-se uma fissura diagonal desde o canto superior direito da parede até ao canto inferior esquerdo. No fim do ensaio no plano foram igualmente registadas fissuras horizontais e verticais ao longo do contorno do painel com uma especial concentração nos cantos da parede, associado à sua distorção.

Após o término do ensaio no plano foi realizado o ensaio para fora do plano. Da resposta força-deslocamento, apresentada na Figura 8a, é possível registar uma rigidez inicial do painel de 7,44 kN/mm tendo a primeira fissura observada durante apenas este ensaio surgido para um *drift* para fora do plano de 0,71% e uma força correspondente de 44,90 kN. A fissura desenvolvida era igualmente diagonal e paralela à que foi desenvolvida durante o ensaio no plano (ver Figura 8b). Após o desenvolvimento da primeira fissura, outras fissuras diagonais e horizontais foram sendo visíveis até que foi atingida a resistência máxima da parede para um *drift* de 2,75 kN e uma força de 75 kN. Ao atingir a força máxima, a parede destacou-se da viga superior tendo-se observado um ligeiro escorregamento da rede de armação relativamente à chapa metálica fixada à viga. Nesse instante ocorreu uma redução súbita de resistência até aos 60 kN e continuou a diminuir até atingir o *drift* de 8.91% com uma força residual de 39,16 kN. Os danos finais da parede podem ser observados na Figura 8c. Verificou-se que o reboco armado foi eficiente a prevenir o colapso da parede, mesmo para níveis elevados de deformação.

O máximo deslocamento para fora do plano foi de 120 mm, correspondente a cerca de 70% da espessura da parede, o que demonstra a eficiência da técnica de reforço. O ensaio teve de ser concluído uma vez que o limite da capacidade dos atuadores pneumáticos foi atingido.



a)



b)



c)

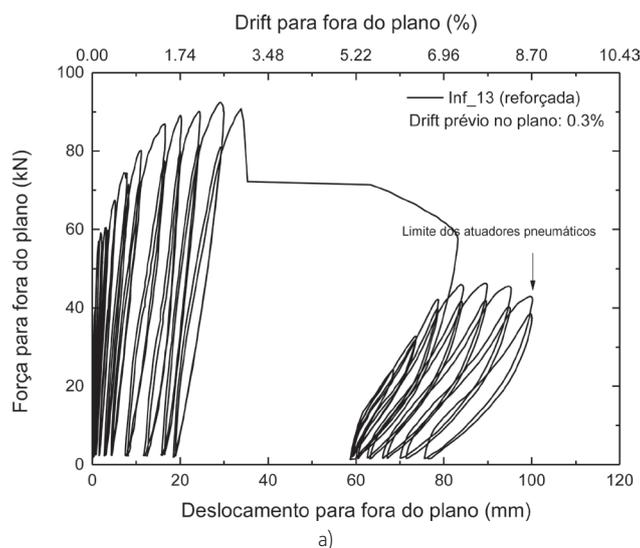
Figura 8 Parede Inf\_12: a) curva força-deslocamento; b) primeira fissura para fora do plano e c) padrão de fissuração final

### 3.3 Parede Inf\_13 (reforçada e sem dano prévio no plano)

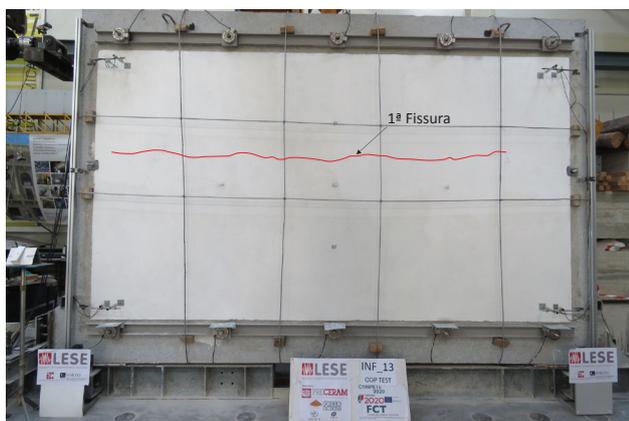
A parede Inf\_13 foi submetida unicamente a um ensaio para fora do plano, à semelhança da parede de referência Inf\_09. A resposta força-deslocamento desta parede é apresentada na Figura 9a. Desta resposta é possível verificar que a rigidez inicial da parede é de 80,92 kN/mm. A primeira fissura durante este ensaio ocorreu para um *drift* de 0,71% e foi uma fissura horizontal abaixo da zona central da parede, conforme é apresentado na Figura 9b. Foi observado novamente o desenvolvimento de diversas fissuras

horizontais e diagonais até ser atingida a força máxima de 92,31 kN, correspondente a um *drift* de 2,55%. Após este instante, verificou-se um esmagamento por compressão na zona traseira da parede, mais concretamente nos tijolos localizados na primeira fiada. Com este mecanismo de rotura a resistência da parede reduziu para cerca de 44 kN e o *drift* atingiu os 7%, aproximadamente.

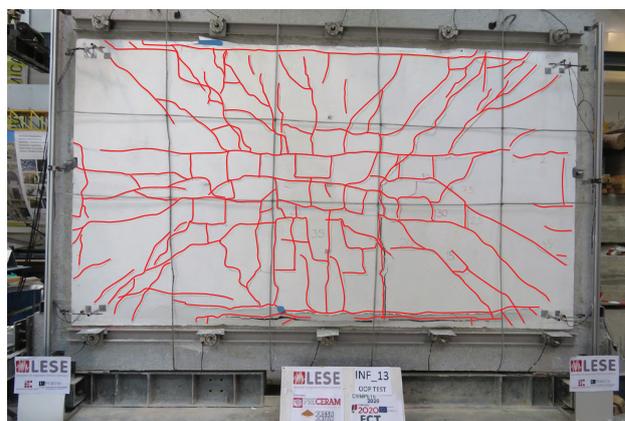
Até ao fim do ensaio não se observou uma redução da resistência da parede e a resistência residual foi de cerca de 42,61 kN para um *drift* de 8,70%. O padrão de fissuração final da parede Inf\_13 é apresentado na Figura 9c.



a)



b)



c)

Figura 9 Parede Inf\_13: a) curva força-deslocamento; b) primeira fissura para fora do plano e c) padrão de fissuração final

### 3.4 Comparação global

A Figura 10 apresenta uma comparação global das respostas força-deslocamento entre as várias paredes ensaiadas. Da comparação entre a parede não reforçada e sem dano prévio Inf\_09 com a parede reforçada sem dano prévio Inf\_13 (Figura 10a) pode-se observar que a rigidez inicial da parede aumentou 50% com a presença da solução de reforço, a força máxima da parede aumentou 100% e a sua capacidade de deformação aumentou 300% sem que tenha colapsado. A principal conclusão a retirar é que o reboco armado conseguiu evitar o colapso frágil da parede observado no teste Inf\_09.

Na Figura 10b é apresentada a comparação entre a parede Inf\_09 e Inf\_12, onde se pode observar mais uma vez a eficiência do reboco armado a evitar o colapso. A rigidez inicial diminuiu 12% em virtude do dano prévio (a parede de referência foi apenas sujeita a ações para fora do plano). A resistência máxima aumentou 30% e a capacidade de deformação aumentou uma vez mais cerca de 300%. Finalmente, a Figura 10c apresenta uma comparação entre as paredes reforçadas Inf\_12 (com dano prévio) e Inf\_13 (sem dano prévio). O dano prévio reduziu a rigidez inicial em cerca de 30%, a resistência máxima em cerca de 19%.

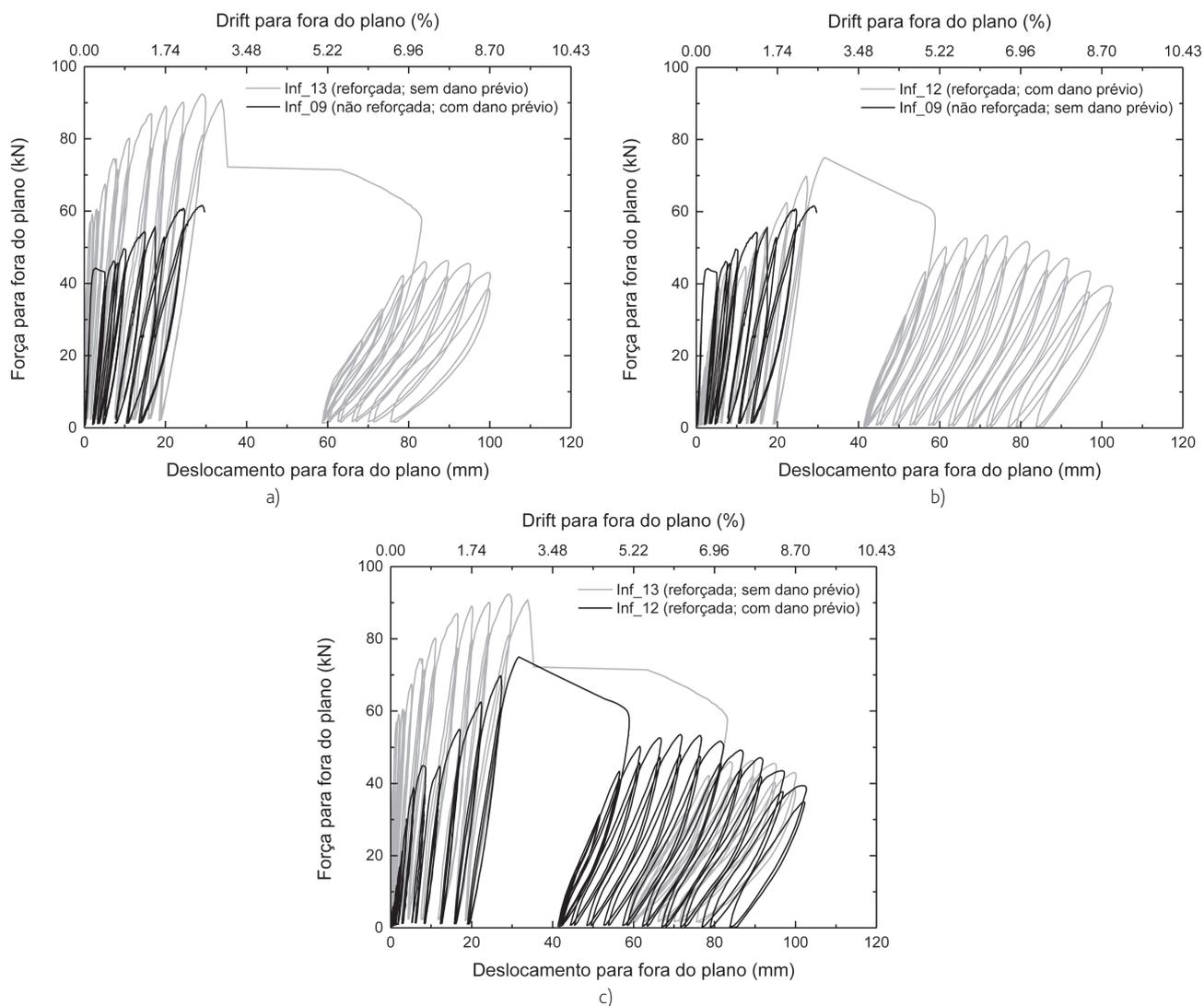


Figura 10 Comparação global: a) curva força-deslocamento; b) primeira fissura para fora do plano e c) padrão de fissuração final

## 4 Conclusões

Neste trabalho foi apresentada uma campanha experimental de avaliação da eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro para melhoria do comportamento para fora-do-plano de duas paredes de enchimento à escala real e sujeitas a um ensaio quase-estático com recurso a atuadores pneumáticos. O ensaio da parede não reforçada demonstrou a elevada vulnerabilidade deste tipo de elementos, uma vez que o seu colapso ocorreu sem perda significativa de resistência prévia que permitisse antecipar a sua ocorrência. Foi observado um padrão de

fissuração trilinear sem descolamento do painel relativamente ao pórtico de betão armado. De seguida, foram testadas duas paredes reforçadas com a técnica acima indicada, tendo sido utilizados conectores metálicos para fazer a ancoragem da rede de armação aos elementos de betão armado. A técnica de reforço explorada neste trabalho demonstrou ser eficiente e de fácil implementação, pois a sua instalação não necessitou de mão-de-obra especializada nem de tempo excessivo. O resultado foi interessante, uma vez que permitiu um ganho de resistência de 30% (com dano prévio) e 100% (sem dano prévio) e uma capacidade de deformação 3 vezes superior sem ocorrência de colapso.

## Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 e Financiamento programático –UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções –financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também desenvolvido com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação em Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020].



## Referências

- [1] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H. – "Out-of-plane behavior of masonry infilled RC frames based on the experimental tests available: A systematic review," *Construction and Building Materials*, Review vol. 168, pp. 831-848, 2018.
- [2] Ricci, P.; Dominico, M.; Verderame, G. – "Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017.
- [3] Hermanns, L.; Fraile, A.; Alarcón, E.; Álvarez, R. – "Performance of buildings with masonry infill walls during 2011 Lorca earthquake," *Bull Earthquake Eng*, vol. 12, pp. 1977-1997, 2014.
- [4] Luca, F.; Verderame, G.; Gómez-Martinez, F.; Pérez-García, A. – "The structural role played by masonry infills on RC buildings performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake," *Bull Earthquake Eng*, vol. 12, pp. 1999-2026, 2014.
- [5] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H. – "Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, no. 4, pp. 507-524, 2016.
- [6] Trapani, F.D.; Shing, P.B.; Cavaleri, L. – "Macroelement Model for In-Plane and Out-of-Plane Responses of Masonry Infills in Frame Structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, no. 2, p. 04017198, 2018.
- [7] De Risi, M. et al. – "Experimental analysis of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills in RC structures through textile reinforced mortars (*In Press*)," *Engineering Structures*, 2020.

