

**Contribuição das paredes de alvenaria para a robustez de  
pórticos de betão armado quando sujeitos a uma ação  
extrema imprevista**

**Carolina Sampaio Gonçalves Videira**

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em:

**Engenharia Civil**

**Orientadores:**

Prof. Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco

Prof. Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

**Júri:**

Presidente: Prof. Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Prof. Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco

Vogais: Prof. Doutor António Manuel Candeias de Sousa Gago

Prof. Doutor Paulo Alexandre Lopes Fernandes

**Mai 2018**



## **Declaração**

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## Resumo

Nos últimos 50 anos, com a ocorrência do colapso parcial do *Ronan Point Building* (1968) e mais tarde com o colapso total do *World Trade Center* (2001), ambos considerados desproporcionados face ao dano que os originou, verificou-se um aumento do interesse em conceber estruturas robustas.

Estudos anteriores apontam para a influência das paredes de alvenaria não estruturais no comportamento de estruturas porticadas, revelando que, na ocorrência de um evento extremo, como a perda de um pilar, estes elementos podem contribuir para a manutenção da integridade do sistema estrutural e reduzir a probabilidade de ocorrência de um colapso progressivo, criando caminhos de carga alternativos.

Nesta dissertação são apresentados os resultados de ensaios experimentais realizados com um pórtico de betão armado à escala real, constituído por dois pilares e duas vigas, por forma a avaliar o impacto que a introdução de uma parede de alvenaria térmica (e estrutural) com armadura de junta tem no seu comportamento. São também analisados os resultados obtidos com ensaios realizados considerando duas outras tipologias de alvenaria: uma em tijolo tradicional e outra em tijolo térmico (e estrutural) sem armadura de junta.

Os resultados revelam que a consideração de paredes de alvenaria no preenchimento de pórticos de BA introduz, de uma forma geral, um aumento da rigidez inicial do sistema estrutural de 160%. No caso da alvenaria tradicional não se verifica um aumento da capacidade resistente do conjunto pórtico/parede, enquanto nos ensaios com alvenaria térmica registou-se um aumento de 20%. A adição de armadura de junta confere ductilidade à parede de alvenaria e consequentemente ao sistema estrutural, uma vez que a capacidade resistente mantém-se para deslocamentos superiores.

**Palavras-chave:** robustez estrutural, pórtico de betão armado, paredes de alvenaria, tijolo tradicional, tijolo térmico e estrutural, armadura de junta.



## Abstract

In the last 50 years, with *Ronan Point Building* partial collapse (1968) and later with the total collapse of the *World Trade Center* (2001), both considered disproportional to the original damage, the interest in conceiving robust structures increased.

Previous studies revealed the influence of non-structural masonry walls in the behavior of framed structures, showing that, in the occurrence of an extreme event, like a column failure, infill masonry walls can help maintaining structural integrity and reduce the probability of progressive collapse. Therefore, it was concluded that masonry walls can improve structural robustness by creating alternative load paths through compressive struts in the infill wall after a column loss.

In the present work, experimental tests are carried out on a real-scale reinforced concrete one story one bay frame in order to evaluate the impact of the introduction of a thermal masonry wall with joint reinforcement on its behavior. The results obtained from tests carried out with two other types of masonry are also analyzed: traditional masonry wall and thermal masonry wall without joint reinforcement.

The results show that the introduction of a masonry wall in a reinforced concrete frame increases its initial stiffness by 160%. In the case of a traditional masonry wall, there is no increase in the resistant capacity of the structural system, while if a thermal masonry wall is considered there is an increase of 20%. The addition of wall joint reinforcement increases the ductility of the masonry wall and consequently of the structural system.

**Keywords:** structural robustness, reinforced concrete frame, masonry wall, traditional brick, thermal and structural brick, joint reinforcement.





## Agradecimentos

Esta dissertação constitui a última etapa do meu percurso académico e só foi possível devido ao contributo de várias pessoas, às quais gostaria de deixar algumas palavras de agradecimento.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos professores Doutores Eduardo Cavaco e Eduardo Júlio pela oportunidade de realizar a presente dissertação, bem como pela sua orientação, ajuda e disponibilidade ao longo da realização dos trabalhos experimentais, bem como pelo rigor na revisão deste documento, cuja importância foi fulcral para a realização deste projeto.

Agradeço também a todos os técnicos de laboratório com quem tive a oportunidade de trabalhar, em particular ao Fernando Alves e ao Fernando Costa, pelo tempo e empenho dedicados à realização dos trabalhos experimentais e pelas horas passadas sempre com boa disposição.

Quero também agradecer à *Preceram – Industrias de Construção, S.A.* e à *Bekaert* pela cedência do material necessário à realização da campanha experimental, bem como à *Vamaro – Construção Civil, S.A.* pela prestabilidade em fornecer mão-de-obra para a construção da parede de alvenaria, objeto de estudo importante nesta dissertação.

Aos meus amigos e amigas, quero agradecer por ao longo de todos estes anos ter tido a oportunidade de crescer com a sua amizade e por todos os momentos de descontração vividos. Em particular, quero agradecer à Inês por estar sempre presente e pela constante motivação.

À minha família, em particular aos meus pais, Mércia e José, e ao meu irmão, Ricardo, pela educação e valores transmitidos, pela confiança e apoio demonstrados e por todo o carinho sentido não só nestes meses mas em todas as etapas da minha vida, o meu sincero obrigado. A eles devo tudo o que sou.

Por fim, quero prestar um agradecimento especial ao André Henriques, a pessoa mais importante da minha vida e a quem dedico este trabalho. Por toda a ajuda e tempo dedicados à realização deste projeto, pelo apoio e ânimo nas horas mais difíceis e por dar brilho e cor à minha vida todos os dias, obrigado. Sem ele, todo este percurso teria sido muito mais difícil. Obrigado por tudo.



# Índice

<b>Resumo</b> .....	<b>i</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>iii</b>
<b>Agradecimentos</b> .....	<b>v</b>
<b>Índice</b> .....	<b>vii</b>
<b>Índice de figuras</b> .....	<b>ix</b>
<b>Índice de tabelas</b> .....	<b>xiii</b>
<b>1. Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1. Enquadramento geral .....	1
1.2. Objetivos propostos .....	1
1.3. Organização do documento .....	2
<b>2. Estado de arte</b> .....	<b>5</b>
2.1. Robustez estrutural .....	5
2.2. Comportamento mecânico da alvenaria.....	8
2.3. Contribuição das paredes de alvenaria para a robustez estrutural .....	11
2.3.1. Introdução .....	11
2.3.2. Comportamento para ações horizontais.....	12
2.3.3. Modelo de escora diagonal equivalente para cargas horizontais .....	16
2.3.4. Comportamento para ações verticais .....	19
2.3.5. Modelo de escora diagonal equivalente para cargas verticais .....	22
2.3.6. Diferenças entre os comportamentos face a ações horizontais e verticais .....	23
<b>3. Metodologia experimental</b> .....	<b>25</b>
3.1. Introdução.....	25
3.2. Dispositivo experimental.....	25
3.3. Pormenorização do protótipo .....	27
3.4. Protocolo de ensaio e instrumentação .....	29
3.5. Caracterização dos materiais .....	33
3.5.1. Introdução .....	33
3.5.2. Caracterização do betão.....	33
3.5.3. Caracterização do aço.....	34
3.5.4. Caracterização do tijolo .....	34
3.5.5. Caracterização da argamassa.....	35
3.5.6. Resistência à compressão de espécimes de alvenaria .....	37

3.5.7. Armadura de junta .....	38
<b>4. Resultados e discussão.....</b>	<b>39</b>
4.1. Introdução.....	39
4.2. Pórtico de referência .....	39
4.3. Efeito da alvenaria tradicional (pórtico P1).....	44
4.4. Efeito da alvenaria térmica (pórtico P3) .....	50
4.5. Efeito da alvenaria térmica com armadura de junta (pórtico P4).....	55
4.6. Considerações finais .....	60
<b>5. Conclusão e desenvolvimentos futuros .....</b>	<b>63</b>
5.1. Conclusão.....	63
5.2. Desenvolvimentos futuros .....	64
<b>Referências bibliográficas.....</b>	<b>65</b>

## Índice de figuras

Figura 2.1 – Colapso a) parcial do Ronan Point Building e a) total da arena Siemens.....	5
Figura 2.2 - Perda progressiva da função estrutural (adaptado de Cavaco (2013)).....	6
Figura 2.3 - Comportamento qualitativo típico de espécimes de alvenaria submetidos a a) ensaio de tração, b) ensaio de corte e c) ensaio de compressão (Lourenço, 1996).....	10
Figura 2.4 – Escora diagonal de compressão (adaptado de El-Dakhakhni et al. (2003)).	12
Figura 2.5 - Efeito de aberturas na parede de alvenaria na capacidade resistente do pórtico (Robust Brick, 2016).	14
Figura 2.6 - Modos de rotura de paredes de alvenaria para cargas horizontais (El-Dakhakhni et al., 2003).....	16
Figura 2.7 - Localização da escora diagonal equivalente.	16
Figura 2.8 - Representação da escora diagonal equivalente.....	17
Figura 2.9 - Modelos de múltiplas escoras a) Schmidt, b) Chrysostomou (1991) e c) Crisafulli (1997).	18
Figura 2.10 - Sistema escora-tirante materializados no edifício Elísio Moura (Tiago e Júlio, 2010). ...	20
Figura 2.11 - Principais mecanismos de rotura (adaptado de Brodsky e Yankelevsky (2017)).....	21
Figura 2.12 – Escora diagonal equivalente para carga vertical (adaptado de Al-Chaar (2002)).	22
Figura 3.1 - Esquema do protótipo e do dispositivo experimental.	26
Figura 3.2 - Fotografia do protótipo e do dispositivo experimental no laboratório.	27
Figura 3.3 – Pormenorização das armaduras do pórtico de BA.	27
Figura 3.4 - Modelo numérico do pórtico de BA (a) sem a contribuição da parede de alvenaria; (b) com a contribuição da parede de alvenaria, tendo por base o modelo de escora excêntrica proposto por Al-Chaar (2002).	28
Figura 3.5 - Apoio na base da viga (à esquerda) e macaco hidráulico (à direita) no alinhamento do pilar.	30
Figura 3.6 - Ligação à parede de reação através de barras Dywidag, duas na parte superior e quatro na parte inferior do pórtico.....	30
Figura 3.7 -Pórtico metálico (a amarelo) para impedir deslocamentos perpendiculares ao plano do pórtico.	31
Figura 3.8 - Localização dos extensómetros e dos LVDT's no pórtico de BA.	31
Figura 3.9 - LVDT's colocados no alinhamento do pilar da direita a) L4 na zona inferior e b) L5 na zona superior.	32

Figura 3.10 - LVDT's no alinhamento do pilar da esquerda: L2 na direção vertical e L3 na direção horizontal, no plano do pórtico. ....	32
Figura 3.11 - Colocação dos extensómetros nos varões a) aplicação de cola, b) aplicação de silicone para proteção durante a betonagem (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	33
Figura 3.12 - Geometria dos tijolos utilizados nos ensaios e definição das faces. ....	35
Figura 3.13 - Ensaio à flexão de um provete normalizado de argamassa. ....	36
Figura 3.14 - Ensaio à compressão de um provete normalizado de argamassa. ....	36
Figura 3.15 – Armadura de junta Murfor Compact I, Bekaert. ....	38
Figura 4.1 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios realizados no pórtico P4 sem parede de alvenaria. ....	40
Figura 4.2 - Rotura do pórtico 4 a) imagem geral, b) pormenor do canto superior esquerdo, c) pormenor do canto superior direito, d) pormenor do canto inferior esquerdo e e) pormenor do canto inferior direito. ....	41
Figura 4.3 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção A. ....	42
Figura 4.4 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção E. ....	42
Figura 4.5 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F. ....	43
Figura 4.6 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção B. ....	43
Figura 4.7 – Gráfico força-deslocamento dos ensaios relativos ao pórtico P1. ....	44
Figura 4.8 - Rotura da parede de alvenaria do pórtico 1 a) imagem geral, b) pormenor do canto inferior esquerdo e c) pormenor do canto superior direito (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	46
Figura 4.9 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F. ....	47
Figura 4.10 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção I. ....	47
Figura 4.11 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção G. ....	48
Figura 4.12 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção J. ....	49
Figura 4.13 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção C. ....	49
Figura 4.14 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção D. ....	49
Figura 4.15 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios relativos ao pórtico 3. ....	50
Figura 4.16 - Rotura da parede de alvenaria do pórtico 3 a) imagem geral, b) pormenor do canto inferior esquerdo e c) pormenor do canto superior direito (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	53
Figura 4.17 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção E. ....	54
Figura 4.18 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F. ....	54
Figura 4.19 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção B. ....	55

Figura 4.20 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios relativos ao pórtico 4. ....	56
Figura 4.21 - Fissura ao longo da primeira junta horizontal da parede de alvenaria. ....	56
Figura 4.22 - Rotura da parede de alvenaria do pórtico 4 a) imagem geral, b) pormenor do canto inferior esquerdo e c) pormenor do canto superior direito. ....	57
Figura 4.23 - Armadura de junta “Murfor Compact I” tracionada no final do ensaio. ....	58
Figura 4.24 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção E. ....	59
Figura 4.25 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F. ....	59
Figura 4.26 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção B. ....	60





## Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Gama de valores das resistências à compressão e ao corte de várias tipologias de alvenaria. ....	9
Tabela 3.1 – Programa de Ensaios do Projeto “ROBUST BRICK”. ....	29
Tabela 3.2 - Resistência à compressão de espécimes de betão 150x150x150mm (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	34
Tabela 3.3 - Propriedades dos varões de aço utilizados nos ensaios (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	34
Tabela 3.4 – Resistência à compressão da face 1 obtida experimentalmente (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	35
Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas das argamassas. ....	37
Tabela 3.6 - Resistência à compressão ( $f_c$ ) de espécimes de alvenaria (adaptado de Robust Brick (2016)). ....	37
Tabela 3.7 - Declaração sobre as características principais. ....	38
Tabela 4.1 – Sumarização dos resultados obtidos dos vários ensaios. ....	60



# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento geral

As estruturas porticadas preenchidas com paredes de alvenaria constituem o tipo de sistema estrutural mais comum em todo o mundo. No dimensionamento das estruturas para resistir à ação sísmica é prática comum não incluir as paredes de alvenaria nos modelos numéricos utilizados para a análise e dimensionamento estruturais, uma vez que estas não são consideradas elementos estruturais. Outras vezes, o efeito das paredes de alvenaria é apenas considerado através da aplicação de cargas adicionais e massas distribuídas ao longo das interfaces entre as paredes de preenchimento e os pórticos circundantes. Deste modo, a sua contribuição para a rigidez, resistência e a interação com os elementos estruturais do pórtico (vigas, pilares e lajes) é negligenciada.

No entanto, ao longo das últimas décadas, mais exatamente desde os anos 1950, vários trabalhos de investigação têm sido desenvolvidos por forma a avaliar a influência de paredes de alvenaria no comportamento estrutural de estruturas porticadas de betão armado (BA), quando sujeitas a ações horizontais, nomeadamente ações sísmicas. Estes trabalhos permitiram concluir que, quando distribuídas uniformemente em planta e em altura, as paredes de alvenaria podem influenciar positivamente o comportamento da estrutura. Em particular, aumentam a rigidez do sistema estrutural e reduzem os deslocamentos horizontais relativos entre pisos, permitindo reduzir o risco de colapso da estrutura.

Mais recentemente, e com a crescente preocupação em conceber estruturas robustas, tem aumentado o interesse em investigar o efeito das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas porticadas face a perda de um pilar de suporte (*i.e.* ação vertical), nomeadamente a sua contribuição para a robustez das estruturas. De facto, o colapso de estruturas ainda é uma realidade, cujas consequências podem ser muito graves. Frequentemente o colapso é causado por um dano relativamente pequeno que se propaga pela estrutura e que origina o colapso total ou parcial da mesma, levantando dúvidas acerca da capacidade das estruturas para suportarem danos localizados sem consequências desproporcionais, isto é, a robustez estrutural.

Apesar da baixa resistência mecânica que as paredes de alvenaria apresentam, quando comparadas com os elementos estruturais de um edifício de BA, a sua contribuição para o comportamento global da estrutura pode ser determinante para a sua segurança. As paredes de alvenaria permitem a formação de um caminho alternativo às cargas aplicadas podendo evitar um colapso desproporcionado da estrutura. Deste modo, justifica-se o estudo da influência destes elementos ditos não estruturais no comportamento global de pórticos de BA, por forma a compreender a importância de considerá-los no dimensionamento de edifícios para evitar o colapso progressivo da estrutura.

## 1.2. Objetivos propostos

Este trabalho propõe-se a complementar a investigação que tem vindo a ser desenvolvida no sentido de compreender o efeito da introdução de uma parede de alvenaria no comportamento de um pórtico de BA quando submetido à remoção repentina de um pilar de suporte, isto é, a uma carga vertical. Para

tal, foi desenvolvida uma campanha experimental, a realizar num pórtico de BA, que previa a realização de três ensaios de modo a obter o comportamento do mesmo pórtico de BA com e sem parede de alvenaria, sendo a parede de alvenaria constituída por tijolo térmico e estrutural 300x190x240 mm com armadura de junta Murfor Compact I. O objetivo era compreender e avaliar o efeito que uma parede de alvenaria deste tipo introduz no comportamento de um pórtico de BA e, em particular, avaliar o impacto que a introdução de uma parede de alvenaria introduz na rigidez, resistência e ductilidade do pórtico de BA, bem como os mecanismos de rotura que se desenvolvem em ambos os casos.

Além disso, e por forma a permitir estudar as diferenças que advêm da consideração de outras tipologias de paredes de alvenaria no comportamento de pórticos de BA, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de dois pórticos de BA, idênticos ao anterior, preenchidos com duas paredes de alvenaria diferentes, sendo uma delas constituída por tijolo térmico e estrutural 300x190x240 mm (desta vez sem armadura de junta) e a outra por tijolo tradicional 300x200x220 mm. Os ensaios conduzidos nestes dois pórticos foram realizados no âmbito do projeto “Robust Brick”, conduzido antes da realização da presente dissertação. O processamento e análise dos resultados obtidos com os ensaios realizados em cada um dos pórticos constituiu o objetivo deste trabalho, possibilitando a avaliação do efeito que cada uma das tipologias introduz no comportamento do pórtico de BA em termos de rigidez, resistência e ductilidade do mesmo, bem como a comparação entre os efeitos das várias alvenarias.

Por fim, com a análise dos resultados obtidos, pretendia-se concluir sobre a viabilidade de considerar as paredes de alvenaria não estruturais como reserva de robustez em edifícios sujeitos a ações extremas imprevistas, nomeadamente a capacidade de estes elementos não estruturais criarem caminhos de carga alternativos e a sua contribuição para a prevenção do colapso progressivo de estruturas.

### 1.3. Organização do documento

A presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos. No primeiro capítulo é apresentado o enquadramento geral do tema deste trabalho, definem-se os objetivos propostos e apresenta-se a organização do documento.

No capítulo 2 é apresentado o estado da arte, introduzindo-se o conceito de robustez estrutural e a necessidade de conceber estruturas robustas. São apresentadas de uma forma geral as propriedades da alvenaria bem como alguns parâmetros que influenciam o seu comportamento. Seguidamente, ilustra-se com estudos numéricos e experimentais existentes na literatura a contribuição das paredes de alvenaria para o comportamento de pórticos de BA face a ações horizontais e face a ações verticais.

No capítulo 3 é caracterizada toda a parte experimental deste trabalho, nomeadamente, o planeamento dos ensaios, as propriedades dos materiais utilizados e a descrição da geometria e da instrumentação do pórtico de BA. É também apresentada uma breve descrição dos trabalhos experimentais realizados anteriormente à realização desta dissertação no âmbito do projeto “Robust Brick”.

No capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios realizados neste projeto. São também apresentados e analisados os resultados obtidos dos trabalhos realizados no âmbito do projeto “Robust Brick” por forma a comparar os efeitos de diferentes tipologias de alvenaria no comportamento de pórticos de BA.

No capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões e fazem-se sugestões de temas para investigação futura.



## 2. Estado de arte

### 2.1. Robustez estrutural

A robustez é um conceito essencial na engenharia de estruturas que tem sido alvo de intensa investigação nos últimos anos, devido à ocorrência de eventos extremos em edifícios dos quais resultaram consequências desproporcionais culminando em situações limite com o colapso global das estruturas. São exemplos os casos do *Ronan Point Building* (Figura 2.1 (a)), em 1968 no Reino Unido (Pearson e Delatte, 2005), *Bad Reichenhall arena*, em 2006 na Alemanha (Winter e Kreuzinger, 2008), arena *Siemens* (Figura 2.1 (b)), em 2001 na Dinamarca (Munch-Anderson e Dietsch, 2011), *Alfred P. Murrah Building*, em 1995 nos EUA (Frangopol e Tsompanakis, 2014) e o *World Trade Center*, em 2001 nos EUA (Bazant e Zhou, 2002), em que, de uma forma geral, o colapso total ou parcial das estruturas ocorreu devido a explosões, ataques terroristas, acontecimentos meteorológicos extremos, e.g. queda de neve, e erros no seu dimensionamento. Em todos os casos, a falta de robustez das estruturas foi considerada a principal causa do colapso, levantando dúvidas acerca da capacidade das estruturas para suportarem danos localizados e revelando a importância de conceber estruturas robustas.

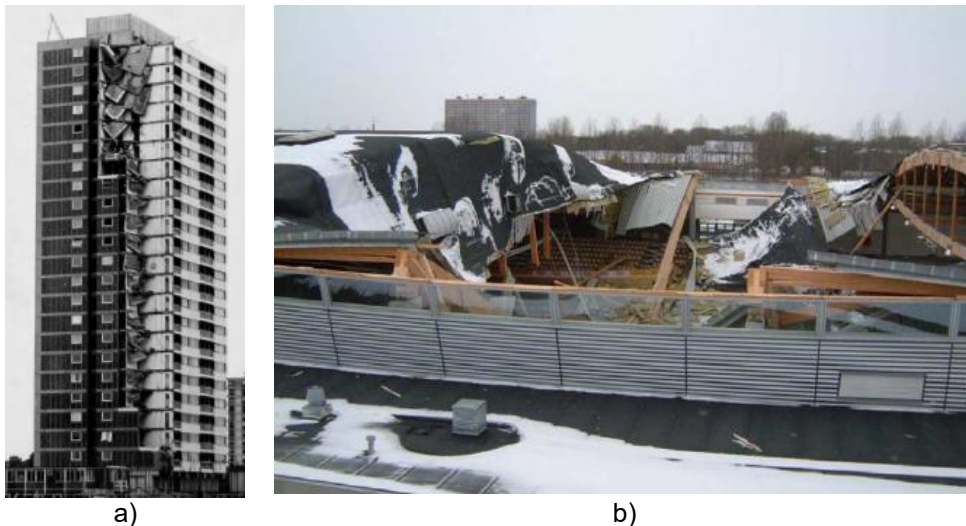


Figura 2.1 – Colapso a) parcial do Ronan Point Building e b) total da arena Siemens.

Os colapsos destas estruturas resultaram de acontecimentos raros e distintos entre si de elevada complexidade, tornando difícil estabelecer procedimentos claros e objetivos que orientem os engenheiros projetistas no dimensionamento e conceção de estruturas capazes de resistir à enorme variedade de eventos extremos sem as consequências desastrosas que se verificaram no passado. Por outro lado, a dificuldade em reunir consenso sobre a definição de robustez constitui uma agravante à compreensão e abordagem deste tema. De facto, são vários os conceitos relacionados, e muitas vezes confundidos, com a robustez, entre eles a redundância, vulnerabilidade, ductilidade, tolerância ao dano, e a ausência de unicidade na sua definição contribui para a falta de precisão e de rigor que se verifica atualmente acerca deste conceito (Starossek *et al.* (2010), citado por Cavaco (2013)).

Vários investigadores (Frangopol e Curley, 1987; Lind, 1995; Asteris, 2003; Agarwal *et al.*, 2006; Biondini e Restelli, 2008; Starossek e Haberland, 2008; Baker *et al.*, 2008) estudaram e apresentaram

diferentes perspetivas para abordar a questão da robustez estrutural e propuseram métodos para quantificá-la.

Atualmente existem duas perspetivas diferentes para a definição de robustez que podem ser encontradas na literatura. A primeira considera a robustez como uma propriedade unicamente estrutural, dependente apenas da sua capacidade para manter a integridade estrutural quando ocorre um dano. Deste modo, o conceito de robustez considera apenas a relação entre o dano e a capacidade de resposta da estrutura, independentemente do ambiente onde a estrutura está inserida. A segunda perspetiva é mais abrangente uma vez que considera a robustez estrutural como uma propriedade não só da estrutura mas também do ambiente circundante. Em particular, uma estrutura é considerada robusta se as consequências do colapso estrutural, diretas e indiretas, não forem desproporcionais à causa que o originou. Deste modo, o conceito de robustez referido é bem mais vasto e complexo relativamente ao primeiro, uma vez que inclui variáveis socioeconómicas que ultrapassam o domínio da engenharia civil, como por exemplo, os custos inerentes à reparação da estrutura e as fatalidades que podem decorrer do seu colapso.

Nesta dissertação, a definição adotada para a robustez está relacionada com a primeira perspetiva, isto é, a robustez estrutural como uma propriedade da estrutura, relacionada com a sua tolerância ao dano e que avalia o grau de desempenho de uma estrutura após esta ter sido danificada. Assim, a robustez pode ser definida como *“a insensibilidade da estrutura face a um colapso local. É uma propriedade unicamente estrutural e independente das possíveis causas e da probabilidade do colapso inicial”* (Starossek e Haberland, 2008).

Uma vez que os acidentes são imprevisíveis e por isso serão sempre possíveis de ocorrer, o objetivo de um engenheiro civil reside em limitar as consequências que decorrem desses acidentes, isto é, minimizar o risco. Quando uma estrutura é sujeita a um evento extremo, dele podem resultar danos para a estrutura, cuja dimensão depende da magnitude da ação e da capacidade da estrutura para resistir a essa ação, podendo conduzir à rotura local de alguns elementos estruturais. As consequências dessa rotura podem ser a causa de mais danos, desencadeado um novo ciclo e podendo, em último caso, culminar com o colapso total da estrutura (Figura 2.2).

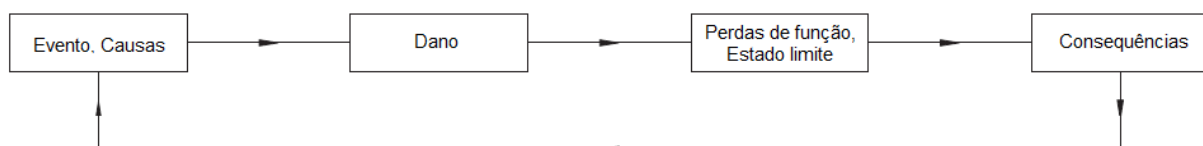


Figura 2.2 - Perda progressiva da função estrutural (adaptado de Cavaco (2013)).

Considerando as possíveis consequências que podem advir do colapso de uma estrutura, segundo Cavaco (2013) é possível reduzir o risco através (i) da redução da probabilidade de ocorrência de um evento extremo suscetível de causar danos à estrutura, (ii) da redução da probabilidade de a estrutura sofrer danos na eventualidade de a mesma ter sido exposta a um evento extremo ou (iii) da redução da probabilidade de colapso após o dano.



A exposição da estrutura é definida como qualquer evento ou ameaça que possa causar danos na estrutura ou até mesmo o seu colapso. Deste modo, minimizar a exposição das estruturas ao risco é possível mas não é possível eliminar o risco/exposição perigosa uma vez a maioria das ameaças são de carácter natural e ambiental, não sendo possíveis de prever. Grande parte dos colapsos que ocorrem estão relacionados com cargas inesperadas, erros de dimensionamento, erros durante a execução, deterioração inesperada ou fraca manutenção, não sendo possível prevenir tais incidentes utilizando os códigos usuais de dimensionamento e verificação de segurança (Canisius *et al.*, 2007). O controlo da exposição das estruturas a eventos extremos está fora das competências de um engenheiro civil. No entanto, as estruturas devem ser pensadas, dimensionadas e construídas para resistirem a esta exposição sem sofrerem danos significativos.

Deste modo, a segunda abordagem para reduzir a probabilidade de colapso consiste em minimizar os danos da estrutura que possam decorrer de uma determinada ameaça. Os códigos atuais de dimensionamento de estruturas preveem ações que podem constituir potenciais ameaças como por exemplo a ação da neve, a ação do vento e a ação sísmica. No entanto, para outras ações não expectáveis, como explosões e ataques terroristas, são menos objetivos, uma vez que a magnitude do impacto que estas ações podem ter na estrutura é difícil de prever. A questão que então se impõe é o que é que pode ser feito para evitar o colapso progressivo de estruturas, uma vez que não existem estruturas livres de risco e as causas que conduzem ao colapso são muitas vezes imprevisíveis.

Surge assim a terceira estratégia para prevenir o colapso progressivo e que consiste em minimizar a probabilidade de colapso face a um dano imposto à estrutura. O objetivo é o de melhorar a tolerância da estrutura ao dano, isto é, evitar que ocorra o colapso progressivo face à ocorrência de um dano inicial. Estes conceitos estão intimamente ligados ao conceito de robustez estrutural e relacionados com o comportamento global da estrutura, nomeadamente a reserva de resistência (*i.e.* capacidade residual) que a mesma possui após o colapso de um ou mais elementos estruturais. Regra geral, esta reserva de resistência é negligenciada nos códigos de dimensionamento e a verificação de segurança de estruturas é realizada através da verificação da segurança de cada elemento individualmente, desprezando o comportamento global do sistema estrutural. No entanto, a verificação da segurança elemento a elemento não é suficiente para garantir a segurança global de uma estrutura. A capacidade para resistir aos danos causados é alcançada considerando o comportamento global da estrutura e dos seus modos de rotura, de modo a que as consequências de um colapso local possam ser mitigadas pela capacidade da estrutura criar caminhos alternativos que permitam a redistribuição das cargas.

Deste modo, uma estrutura robusta deve ter a capacidade de redistribuir as cargas na eventualidade de um elemento estrutural sofrer uma perda de resistência ou rigidez e deve exibir modos de rotura dúcteis ao invés de frágeis. No caso de estruturas de edifícios, a criação de caminhos de carga alternativos, quando ocorre a rotura de um pilar, pode ser conferida pela presença de paredes de alvenaria divisórias, tidas em conta como elementos não-estruturais, como se falará com maior detalhe na secção 2.3.

Na maioria dos edifícios antigos, a alvenaria constitui o principal material estrutural. Atualmente, tal não acontece, sendo os elementos estruturais resistentes da maioria dos edifícios constituídos por BA. No

entanto, a alvenaria continua a ser um material frequentemente utilizado em estruturas porticadas de BA, nomeadamente, nas paredes divisórias e paredes exteriores não-estruturais, sendo, por isso, importante compreender o seu comportamento antes de tentar perceber qual a sua influência no comportamento de estruturas porticadas de BA.

## 2.2. Comportamento mecânico da alvenaria

A alvenaria é um material heterogéneo, descontínuo e anisotrópico e as suas propriedades mecânicas são substancialmente influenciadas pelos seus constituintes, isto é, pelos tijolos ou blocos utilizados, pelas características da argamassa de assentamento e pela própria técnica construtiva. A diversidade de materiais empregues na construção de paredes de alvenaria e a variabilidade associada às técnicas construtivas fazem com que haja variedade no seu comportamento.

Entende-se por alvenaria o conjunto de elementos de pequena dimensão (pedras, tijolos ou blocos) sobrepostos, ligados ou não por argamassa, formando paredes. Quando esse conjunto sustenta a construção e é responsável pela transmissão das cargas até às fundações, denomina-se por alvenaria estrutural. No entanto, neste trabalho a alvenaria é considerada do ponto de vista não estrutural como elementos divisórios e de compartimentação.



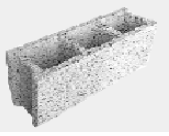

Antigamente, a pedra era o elemento natural mais utilizado pelo Homem na construção civil, quer pelas suas características resistentes quer pelo aspeto que proporciona, sendo por isso ainda hoje um elemento de elevada riqueza arquitetónica e também estrutural. Mais tarde, com a civilização romana surgiu o desenvolvimento da construção em alvenaria executada por blocos artificiais, de origem argilosa, e as primeiras técnicas de edificação (Gouveia, 2000). Com a revolução industrial, em meados do século XIX, inicia-se a produção industrializada do tijolo cerâmico de furação horizontal e assiste-se à sua produção em grande escala, verificando-se uma substituição das paredes resistentes de alvenaria de pedra pelas paredes de tijolo. Com o aparecimento do betão, no século XIX, surgiram os blocos de betão de agregados correntes. Na tentativa de melhorar as características de desempenho técnico e de realizar blocos mais leves surgiram os blocos de agregados leves, como por exemplo blocos de argila expandida ou blocos de betão celular autoclavado. Mais tarde, no século XX, com a evolução das construções em aço e em betão armado, as paredes de alvenaria deixaram de desempenhar uma função estrutural e passaram a ter um papel secundário no comportamento das estruturas, tendo fundamentalmente a função de enchimento.

Os métodos de construção das paredes são diferentes nos diversos países, tal como os materiais empregues na sua execução. As paredes de alvenaria podem ser constituídas por diferentes materiais, entre eles, o tijolo, a pedra, mármore, granito, travertino, calcário, pedra fundida, blocos de betão, de vidro, estuque ou ladrilho. Em Portugal, assim como em toda a Europa, o tijolo cerâmico é o material de construção por excelência. No entanto, existem outros materiais concorrentes que têm também (ou tiveram) uma ampla aplicação em paredes. De uma forma geral, as paredes de alvenaria que podem ser encontradas na construção, quer em edifícios de habitação quer em edifícios industriais, escritórios e espaços comerciais são as seguintes (material de apoio às aulas de Tecnologia da Construção de Edifícios, 2018):

1. Paredes de terra crua (adobe e taipa);
2. Paredes de alvenaria de pedra;
3. Paredes em tabique de madeira;
4. Paredes de alvenaria de tijolos de barro vermelho;
5. Paredes de alvenaria de blocos de betão;
6. Paredes de alvenaria de blocos de betão celular autoclavado;
7. Paredes de alvenaria de blocos de argila expandida;
8. Paredes divisórias leves;
9. Painéis pré-fabricados.

Na Tabela 2.1 são apresentados alguns dos materiais atualmente utilizados na construção de paredes de alvenaria e a gama de valores em que se encontram algumas das propriedades das alvenarias constituídas por estas unidades, como as resistências à compressão e ao corte (material de apoio às aulas de Tecnologia da Construção de Edifícios, 2018; Melo, 2002; Gouveia e Lourenço, 2006; GharPedia, 2018; Grilo *et al.*, 2012; Presdouro, 2018a; Presdouro, 2018b; Jasinski e Drobiec, 2016).

*Tabela 2.1 - Gama de valores das resistências à compressão e ao corte de várias tipologias de alvenaria.*

	<b>Tijolo cerâmico furado (parede simples)</b>	<b>Blocos de betão normal</b>	<b>Blocos de betão leve</b>	<b>Blocos de betão celular autoclavado</b>
				
<i>Peso próprio (kN/m<sup>2</sup>)</i>	1,4 – 2,6	2,1 – 3,5	0,7 – 1,5	1,0 – 1,9
<i>Resistência à compressão em paredes de alvenaria (MPa)</i>	2,0 – 3,0	2,5 – 5,0	2,5 – 3,3	2,5 – 3,5
<i>Resistência ao corte em paredes de alvenaria (MPa)</i>	0,21 – 0,28	0,12 – 0,15	0,15	0,13 – 0,27

Da Tabela 2.1 é possível observar que, de uma forma geral, as paredes de alvenaria de tijolo cerâmico furado possuem menor resistência à compressão e maior resistência ao corte do que as paredes de alvenaria constituídas por blocos de betão normal ou leve. Por outro lado, as paredes de alvenaria constituídas por blocos de betão celular autoclavado possuem uma resistência à compressão superior e uma resistência ao corte semelhante à das paredes de alvenaria de tijolo cerâmico furado.

Apesar da variedade de tipologias de alvenaria que existem, é possível estabelecer algumas características comuns que caracterizam o comportamento das paredes de alvenaria, sejam elas constituídas por unidades de tijolo cerâmico ou por blocos de betão. De uma forma geral, a alvenaria

comporta-se estruturalmente melhor quando sujeita a solicitações de compressão do que quando sujeita a solicitações de corte (Tabela 2.1) ou tração, sendo a resistência à tração praticamente nula. Além disso, o seu comportamento é frágil à compressão, ao corte e à tração.

Nas Figura 2.3 (a), (b) e (c) estão representados, qualitativamente, três diagramas de tensão-deslocamento típicos de ensaios à tração, ao corte e à compressão de espécimes de alvenaria, respetivamente. Neles é possível observar algumas semelhanças do comportamento face às várias ações: a rigidez elástica, a tensão de pico e a degradação da resistência com o aumento contínuo da deformação, associada ao comportamento frágil. Além disso, verifica-se que a resistência ao corte aumenta com a compressão da alvenaria.

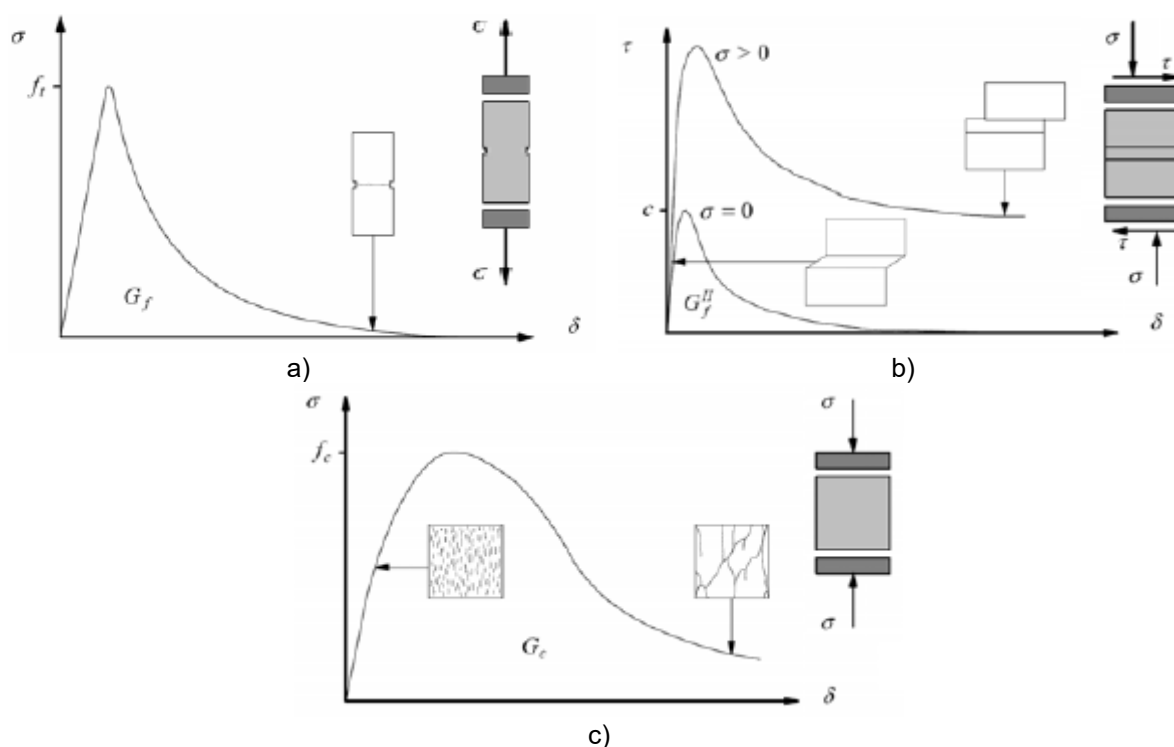


Figura 2.3 - Comportamento qualitativo típico de espécimes de alvenaria submetidos a a) ensaio de tração, b) ensaio de corte e c) ensaio de compressão (Lourenço, 1996).

A adição de camadas exteriores de reboco armado colocadas nas faces das paredes de alvenaria constitui uma solução de reforço de paredes de alvenaria comum e que melhora a sua capacidade de absorção e de dissipação de energia sísmica. As lâminas de reboco armado conferem confinamento aos materiais da parede de alvenaria resultando num aumento da resistência no seu plano. Além disso, o reboco armado melhora a ductilidade das paredes (Pereira, 2009).

Outra solução de reforço utilizada em paredes de alvenaria consiste na adição de armadura de junta colocada nas juntas horizontais. Dos resultados experimentais obtidos por Murty e Jain (2000) concluiu-se que a introdução deste tipo de reforço não contribui significativamente para a rigidez e resistência do sistema estrutural. No entanto, contribui de forma favorável para o comportamento da parede de alvenaria depois de fissurada e na prevenção do colapso para fora do plano da mesma.

Na presente dissertação, o foco recai sobre paredes de alvenaria de tijolo cerâmico furado com argamassa de cimento, uma vez que é o tipo de alvenaria predominantemente utilizado nas construções em Portugal. Além disso, é também considerado o reforço por introdução de armadura de junta.

## 2.3. Contribuição das paredes de alvenaria para a robustez estrutural

### 2.3.1. Introdução

As estruturas porticadas de BA preenchidas com paredes de alvenaria constituem o tipo de sistema estrutural mais comum em todo o mundo. No dimensionamento de estruturas para resistir à ação sísmica não é usual incluir a contribuição das paredes de alvenaria nos modelos de cálculo, uma vez que se assume que estas possuem baixa resistência e comportamento frágil. Por conseguinte, a influência da sua rigidez e resistência e a sua interação com os elementos estruturais do pórtico (pilares, vigas e lajes) são negligenciadas. O efeito das paredes de alvenaria traduz-se simplesmente na aplicação de cargas adicionais e distribuídas ao longo da interface entre a parede de enchimento e o pórtico circundante.

Contudo, a contribuição das paredes de alvenaria para a resposta estrutural de estruturas porticadas preenchidas com alvenaria constitui um tema relevante que tem vindo a ganhar importância nas últimas décadas com inúmeras investigações a serem conduzidas no sentido de aprofundar o conhecimento deste fenómeno, tanto através de modelos experimentais como numéricos. No entanto, devido às incertezas associadas ao comportamento estrutural da alvenaria e às propriedades do próprio material, a influência da alvenaria é, na prática, ignorada durante a análise e dimensionamento das estruturas, sendo apenas considerada quando se suspeita que a sua influência é prejudicial à resposta global da estrutura ou ao comportamento individual de elementos de suporte ou quando é necessário justificar uma melhoria na capacidade de carga ou no comportamento global da estrutura (Asteris *et al.*, 2013).

Observações experimentais mostram que as estruturas porticadas de BA preenchidas com paredes de alvenaria apresentam um comportamento não linear complexo. Os fatores que contribuem para esta não linearidade advêm da não linearidade dos materiais que a constituem, em particular, devida à degradação da rigidez e da resistência da alvenaria após a sua fissuração e/ou esmagamento, à fissuração do betão e à cedência das armaduras. A não linearidade do comportamento estrutural introduz uma forte complexidade analítica que requer um elevado esforço computacional por forma a considerá-la corretamente, constituindo a principal razão pela qual as paredes de alvenaria são consideradas como elementos não-estruturais, apesar de ser reconhecida a sua influência na resposta global da estrutura (Crisafulli *et al.*, 2000).

A maioria da investigação produzida sobre o efeito estrutural das paredes de alvenaria é relativa ao comportamento de estruturas porticadas sujeitas a ações horizontais, em particular a ações sísmicas. No entanto, a experiência tem demonstrado que o efeito das paredes de alvenaria também pode ser determinante para o comportamento das mesmas estruturas quando se encontram severamente danificadas devido à rotura de elementos estruturais verticais. As paredes de alvenaria podem ser

fundamentais para garantir a segurança das estruturas às cargas verticais, sendo por isso importante perceber o seu contributo nestas situações.

### 2.3.2. Comportamento para ações horizontais

Ao longo das últimas décadas, investigações realizadas no campo da engenharia sísmica demonstraram o papel que as paredes de alvenaria não estruturais têm no comportamento de estruturas porticadas de BA, revelando que as paredes de alvenaria alteram de forma significativa a resposta das estruturas sob a ação de cargas horizontais e que a sua presença pode reduzir o risco de colapso progressivo (Klingner e Bertero, 1978).

Quando é aplicada uma carga horizontal a um pórtico de BA preenchido com alvenaria, ocorre a separação entre o pórtico e a parede de alvenaria nos cantos não comprimidos, sendo a carga transferida pela parede ao longo de uma escora diagonal em compressão que se forma entre os dois cantos comprimidos, como ilustra a Figura 2.4. A transferência da carga deixa de ser totalmente assegurada pelos elementos estruturais do pórtico de BA e passa a ser predominantemente assegurada pela escora de compressão, criando deste modo um caminho alternativo para as cargas.

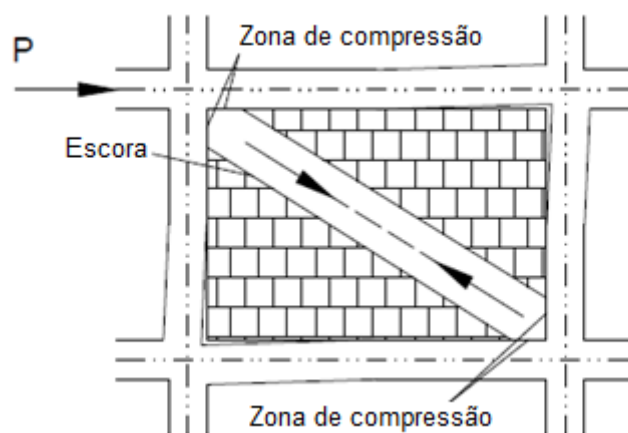


Figura 2.4 – Escora diagonal de compressão (adaptado de El-Dakhkhni et al. (2003)).

Numa estrutura de um edifício, a distribuição da força horizontal é fortemente influenciada pela presença e pela continuidade de paredes de alvenaria e a sua presença conduz, em geral, a uma diminuição dos esforços nos pilares da estrutura, uma vez que uma parte considerável dos esforços resultantes da ação sísmica são resistidos pela parede de alvenaria (Asteris, 2003).

A introdução de paredes de alvenaria em estruturas porticadas induz um aumento da rigidez e da resistência das mesmas, como têm provado diversos estudos analíticos e experimentais. Segundo o estudo numérico conduzido por Amato *et al.* (2008) a rigidez do sistema estrutural, quando inclui paredes de alvenaria, pode ser até dez vezes superior e a resistência até quatro vezes superior comparativamente ao cenário sem as mesmas paredes de alvenaria. Da mesma forma, os estudos experimentais realizados por Pujol e Fick (2010) numa estrutura porticada de três pisos com e sem paredes de alvenaria submetida a uma força horizontal revelaram que a introdução de paredes de alvenaria aumenta a resistência da estrutura em 100% e a rigidez em 500%.

Além disso, os resultados experimentais conduzidos por Murty e Jain (2000) em pórticos de BA preenchidos com alvenaria permitiram concluir que as paredes de alvenaria contribuem significativamente não só para o aumento da rigidez e da resistência mas também para o aumento da ductilidade global e da capacidade de dissipação de energia do edifício. Mais importante contribuem para a redução significativa das deformações e das exigências de ductilidade nos elementos estruturais do pórtico de BA.

Com o objetivo de investigar com maior profundidade estes efeitos, Asteris (2003) estudou o comportamento de uma estrutura porticada de três pisos, total ou parcialmente preenchidos com paredes de alvenaria, tendo concluído que no caso em que todos os pisos incluíam paredes de alvenaria, para além do aumento da resistência e da rigidez do sistema porticado, verificou-se uma diminuição de 77% dos deslocamentos horizontais da estrutura. Anteriormente a este estudo, também Sobaih e Abdin (1988) observaram uma redução dos deslocamentos horizontais de 65,8% no estudo analítico conduzido numa estrutura porticada de 10 pisos totalmente preenchida com paredes de alvenaria.

Por outro lado, um dos fatores mais relevantes que influencia o comportamento de paredes de alvenaria é a existência de aberturas nas paredes de alvenaria, pelo que o seu efeito na rigidez e resistência de pórticos preenchidos com alvenaria sob uma ação horizontal tem sido investigado. As aberturas, para portas ou janelas, são zonas de concentração de tensões que podem conduzir à fendilhação. A formação de fendas limita a capacidade da parede de alvenaria de transmitir esforços entre os elementos estruturais.

De facto, o estudo analítico efetuado por Giannakas *et al.* (1987) sobre a influência de aberturas, nomeadamente o seu tamanho e posição, na rigidez elástica de paredes de alvenaria de preenchimento de pórticos de BA revelou que uma percentagem de abertura de 20-30% conduz a uma redução de 70-80% da rigidez do sistema estrutural. Mais tarde, Asteris (2003) concluiu que um aumento da percentagem de aberturas conduz a uma diminuição da rigidez dos pórticos de BA preenchidos com alvenaria, podendo atingir os 87% para um pórtico sem parede de alvenaria (*i.e.* 100% de abertura) e que a influência da parede de alvenaria no comportamento do pórtico é afetada à medida que a abertura se aproxima da região de formação da escora diagonal de compressão, reduzindo progressivamente a rigidez do conjunto.

Também a capacidade resistente das paredes é fortemente influenciada pela dimensão e localização das aberturas. Benjamin e Williams (1958) observaram uma redução de 50% da capacidade resistente destes sistemas quando a parede de alvenaria possui uma abertura de 1/3 da parede, com as dimensões da abertura proporcionais às dimensões da parede. Mais recentemente, um estudo paramétrico conduzido no âmbito do projeto "Robust Brick" (2016) permitiu obter os dados registados na Figura 2.5 para quatro pórticos preenchidos com paredes de alvenaria com diferentes áreas de aberturas (0 m<sup>2</sup>, 1,8 m<sup>2</sup>, 3,0 m<sup>2</sup> e 4,0 m<sup>2</sup>), tendo concluído que a existência de aberturas nas paredes de alvenaria provoca uma redução na capacidade resistente do sistema estrutural e que, quanto maior for a abertura, maior é esta redução.

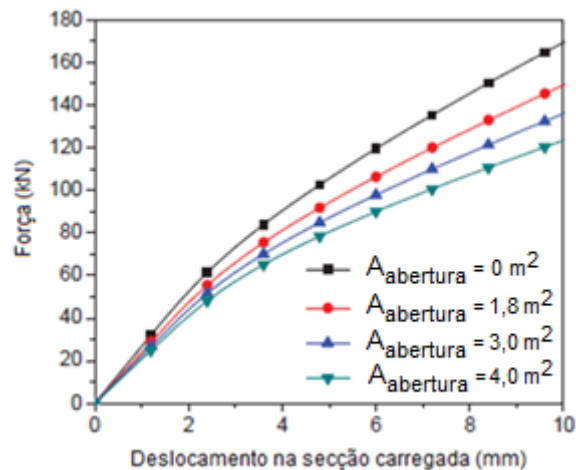


Figura 2.5 - Efeito de aberturas na parede de alvenaria na capacidade resistente do pórtico (Robust Brick, 2016).

No entanto, se por um lado há quem considere que as paredes de alvenaria podem diminuir a vulnerabilidade da estrutura face à ação sísmica, por outro lado há quem defenda que as paredes de alvenaria podem ter também uma influência negativa se as paredes de alvenaria não se encontrarem distribuídas de forma regular vertical e horizontalmente (Amato *et al.*, 2008).

Quando assim é, os mecanismos de transferência de carga sofrem interrupções bruscas ficando os elementos estruturais sujeitos a elevadas exigências de ductilidade. Quando um piso de um edifício não possui paredes de alvenaria ou possui consideravelmente menos paredes do que os pisos adjacentes (*soft-story effect*), quando a altura das paredes de alvenaria é menor do que a altura dos pilares (efeito de pilar curto) ou quando as paredes estão localizadas assimetricamente em planta (efeito de torção), a ductilidade exigida aos pilares sob uma ação sísmica pode ser consideravelmente elevada, podendo condicionar o mecanismo de colapso e antecipá-lo (Murty e Jain, 2000).

O caso mais recorrente de um *soft-story* num edifício corresponde ao piso térreo, onde, ao contrário dos pisos superiores, não existem paredes divisórias. Neste caso, a rigidez do piso térreo é significativamente inferior devido à inexistência de paredes. A presença de um piso significativamente menos rígido que os restantes num edifício conduz a uma alteração significativa da distribuição das forças de corte dos pilares desse piso (Asteris, 2003). Em particular, as forças de corte atuantes nos pilares são substancialmente superiores às obtidas quando a estrutura não tem quaisquer paredes de alvenaria, podendo conduzir a uma rotura frágil por esforço transversal dos mesmos.

Por outro lado, se a altura de uma parede de alvenaria for inferior à altura dos pilares que estão em contacto com a mesma, a deformação dos pilares é restringida pela sua altura livre, isto é, a distância entre o topo da parede de alvenaria e a face inferior da viga do pórtico circundante, conduzindo ao efeito de pilar curto. No caso de um sismo, as forças de corte atuantes nos pilares curtos são superiores, causando danos severos nesses pilares e podendo antecipar o colapso da estrutura (Cagatay *et al.*, 2010).

Por fim, quando as paredes de alvenaria se encontram assimetricamente distribuídas em planta, deixa de haver simetria no que diz respeito à rigidez e distribuição de massas no piso, pelo que o seu centro de rigidez se afasta do seu centro de gravidade, conduzindo ao efeito de torção do mesmo face a uma



ação sísmica. O desenvolvimento de movimentos de torção conduz a esforços não uniformes na estrutura, podendo originar o seu colapso.

Os resultados de inúmeras investigações experimentais efetuadas nas últimas décadas demonstraram que são vários os modos de rotura deste tipo de sistemas estruturais (*i.e.* pórticos de BA preenchidos com paredes de alvenaria), dependendo das suas características. De facto, as paredes de alvenaria são constituídas por materiais frágeis heterogéneos com propriedades ortotrópicas, tornando complexos o seu comportamento e modos de rotura. Os modos de rotura de paredes de alvenaria foram categorizados em cinco modos distintos para ações horizontais no seu plano por El-Dakhakhni *et al.* (2003) e encontram-se ilustrados na Figura 2.6:

1. O modo de esmagamento dos cantos consiste no esmagamento da parede de alvenaria em pelo menos um canto comprimido. Este modo de rotura é muito comum em paredes constituídas por unidades muito fracas inseridas em pórticos constituídos por vigas e pilares resistentes com ligações fracas entre eles (Figura 2.6 (a));
2. O modo de deslizamento por corte consiste na rotura por corte ao longo da junta de argamassa horizontal, geralmente a meia altura da parede, associada a uma parede de alvenaria com fracas juntas de argamassa inseridas em estruturas resistentes (Figura 2.6 (b));
3. O modo de compressão diagonal consiste no esmagamento da parede de alvenaria na zona central e ocorre quando as paredes são finas. Consequentemente ocorre instabilidade para fora do plano (Figura 2.6 (c));
4. O modo de fissuração diagonal ocorre quando as fissuras conectam os dois cantos comprimidos do pórtico e está associado a paredes de alvenaria resistentes inseridas em pórticos pouco resistentes, ou pórticos constituídos por vigas e pilares resistentes com ligações fracas entre eles (Figura 2.6 (d));
5. O modo de rotura do pórtico consiste na formação de rótulas plásticas nas ligações viga-pilar ou nos pilares e está associado a paredes de alvenaria resistentes inseridas em pórticos pouco resistentes, ou pórticos constituídos por vigas e pilares resistentes com ligações fracas entre eles (Figura 2.6 (e)).

Estes resultados motivaram o desenvolvimento de métodos analíticos para modelar o comportamento compósito de um pórtico de BA preenchido com uma parede de alvenaria para uma ação horizontal no seu plano.

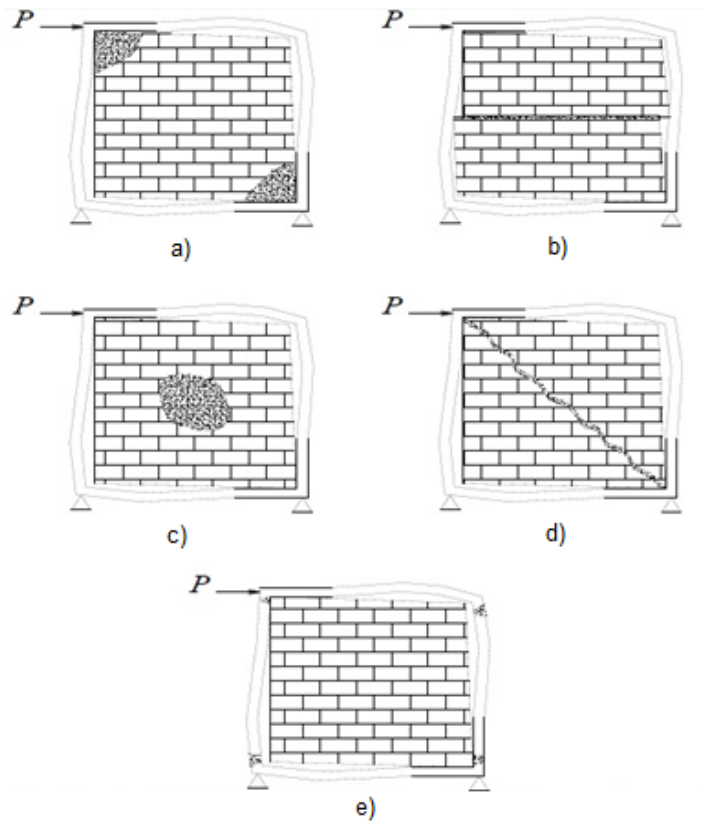


Figura 2.6 - Modos de rotura de paredes de alvenaria para cargas horizontais (El-Dakhkhni et al., 2003).

### 2.3.3. Modelo de escora diagonal equivalente para cargas horizontais

O primeiro estudo da interação entre o pórtico de BA e a parede de alvenaria foi conduzido por Polyakov nos anos 50. Polyakov (1960) estudou uma maneira de representar a influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas porticadas de BA, complementando a sua investigação com a execução de testes experimentais em pórticos preenchidos com alvenaria submetidos a cargas de compressão diagonais. Dos resultados obtidos, concluiu que a contribuição da parede de alvenaria para a estrutura de BA pode ser representada por uma escora diagonal equivalente de compressão, como ilustra a Figura 2.7.

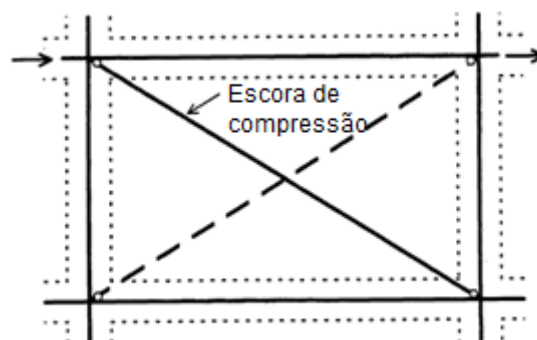


Figura 2.7 - Localização da escora diagonal equivalente.

A utilização do modelo da escora diagonal de compressão é muito atrativa, tendo motivado a investigação no sentido de aprofundar o conhecimento sobre a relação entre as características do sistema porticado de BA com paredes de alvenaria e o modelo simplificado em questão.

Holmes e Smith propuseram fórmulas que permitem calcular a largura da escora diagonal equivalente. A primeira aproximação da largura da escora diagonal de compressão ( $a$ ) foi sugerida por Holmes (1961) que, sem executar testes experimentais, propôs que esta fosse 1/3 do comprimento da diagonal da parede de alvenaria ( $d_m$ ). Mais tarde, Smith (1966), tendo conduzido uma série de testes em estruturas metálicas preenchidas com paredes de alvenaria, chegou a rácios de  $a/d_m$  compreendidos entre 0,10 e 0,25. Muitos investigadores deram continuidade a este estudo, no sentido de refinar a modelação da geometria da escora diagonal de compressão (Paulay e Priestley (1992); Mainstone (1971); Liauw e Kwan (1984); Chrysostomou (1991)).

É de salientar que a escora diagonal só é ativada quando nela surgem forças de compressão, pelo que a consideração de uma única escora de compressão pode não ser suficiente para descrever o comportamento do pórtico preenchido com alvenaria quando este é sujeito a cargas cíclicas (Crisafulli *et al.*, 2000). No entanto, atualmente, o modelo de escora diagonal de compressão é globalmente aceite como uma forma simples e correta de descrever a influência da alvenaria num pórtico de BA. A consideração de escoras unicamente de compressão assenta no facto de a resistência na interface betão-alvenaria e a resistência à tração da alvenaria serem muito reduzidas (Crisafulli *et al.*, 2000).

No modelo sugerido por Al-Chaar (2002) para cargas horizontais, as forças são resistidas pelos pilares e transmitidas entre eles pela parede de alvenaria, tal como ilustra a Figura 2.8. A parede de alvenaria pode ser representada por uma escora diagonal equivalente de largura " $a$ " com a mesma espessura e as mesmas propriedades mecânicas (como o módulo de elasticidade  $E_m$ ) da parede de alvenaria e deve ser rotulada nas extremidades.

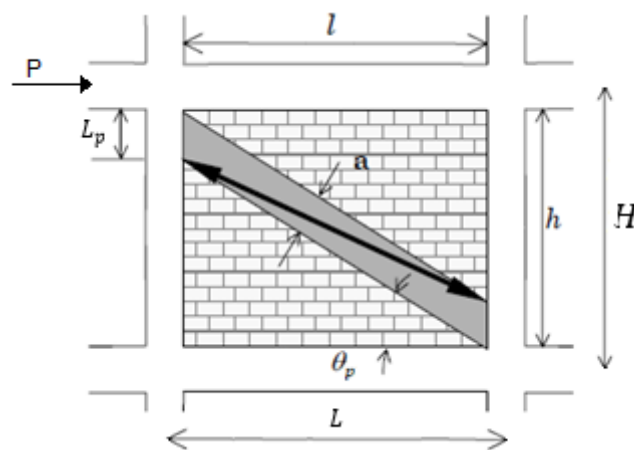


Figura 2.8 - Representação da escora diagonal equivalente.

A largura da escora equivalente ( $a$ ) foi deduzida por Mainstone (1971) e depende do comprimento da escora diagonal ( $D$ ) e da rigidez de flexão relativa entre a alvenaria e os pilares do pórtico de BA ( $\lambda H$ ), sendo dada pela equação 1.

$$a = 0,175 \cdot D \cdot (\lambda H)^{-0.4} \quad (1)$$

Por sua vez, a rigidez de flexão relativa entre a alvenaria e os pilares do pórtico de BA é dada pela equação 2 (Stafford-Smith e Carter, 1969), sendo  $E_m$  e  $t$  o módulo de elasticidade e a espessura da

parede de alvenaria, respetivamente,  $E_c$  o módulo de elasticidade do betão,  $I_{pilar}$  o momento de inércia do pilar e  $\theta$  a inclinação da diagonal que une dois cantos opostos do pórtico.

$$\lambda H = H^4 \sqrt{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_{pilar} \cdot h}} \quad (2)$$

A escora deve estar ligada aos pilares de BA a uma distância  $L_p$  da face da viga. Esta distância pode ser calculada em função da largura da escora equivalente ( $a$ ) e da inclinação da escora de compressão ( $\theta_p$ ) de acordo com as equações 3 e 4.

$$L_p = \frac{a}{\cos \theta_p} \quad (3)$$

$$\tan(\theta_p) = \frac{h - L_p}{l} \quad (4)$$

Crisafulli *et al.* (2000) estudaram as limitações do modelo de uma escora diagonal de compressão e compararam os modelos de uma, duas e três escoras de compressão com os modelos de elementos finitos correspondentes. Os resultados obtidos permitiram concluir que o modelo de uma escora diagonal de compressão é suficiente para estimar adequadamente a rigidez do sistema estrutural. No entanto, este modelo não considera os efeitos locais resultantes da interação entre o pórtico e a alvenaria. Como resultado, os momentos fletores e forças de corte presentes nos elementos de betão não podem ser estimados, bem como a localização de possíveis rótulas plásticas. Se se pretender obter valores mais realistas dos momentos fletores e esforço transversal, deve recorrer-se a um modelo mais refinado, como o das escoras duplas ou triplas. No sentido de dar resposta a estas dificuldades, vários investigadores propuseram alguns modelos com múltiplas escoras, ilustrados na Figura 2.9.

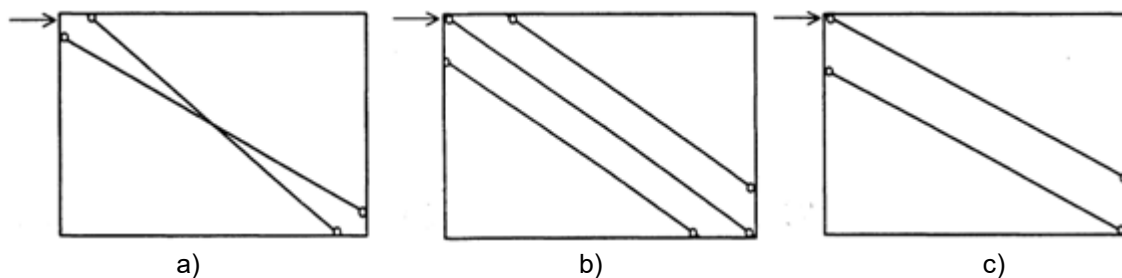


Figura 2.9 - Modelos de múltiplas escoras a) Schmidt, b) Chrysostomou (1991) e c) Crisafulli (1997).

Os modelos ilustrados nas Figura 2.9 (a), (b) e (c) foram propostos por Schmidt (citado por König (1991)), Chrysostomou (1991) e Crisafulli (1997), respetivamente. Outros autores desenvolveram outros modelos semelhantes, com cinco e nove escoras paralelas, para melhor representar as ações no pórtico resultantes da interação com a alvenaria.

Apesar de haver uma grande variedade de modelos propostos, conclui-se que o modelo de uma escora diagonal de compressão constitui uma ferramenta adequada quando se pretende analisar a resposta global da estrutura, uma vez que os restantes modelos implicam um acréscimo significativo na complexidade de análise.

#### 2.3.4. Comportamento para ações verticais

Um evento extremo (*i.e.* impacto local, explosão) pode danificar de forma severa um pilar de suporte da estrutura e desencadear o colapso parcial ou total da mesma. A progressão do deslocamento no local do pilar de suporte removido sob ação das forças gravíticas pode ser restringida pela resistência das paredes de alvenaria e pela sua interação com o pórtico de BA circundante.

No sentido de compreender a influência das paredes de alvenaria no comportamento das estruturas face a ações verticais e de que maneira estas podem evitar a ocorrência do colapso de estruturas, vários trabalhos de investigação, tanto numéricos como experimentais, têm sido desenvolvidos recentemente.

A remoção de um elemento vertical de suporte pode conduzir ao colapso parcial ou total da estrutura quando esta não tem quaisquer paredes de alvenaria, uma vez que, após a remoção desse elemento, as vigas ficam sujeitas a esforços para os quais não foram dimensionadas. O estudo numérico conduzido por Helmy *et al.* (2015) num edifício de estrutura porticada de BA sobre a influência das paredes de alvenaria no seu comportamento revelou que, na ausência de paredes de alvenaria e no caso de supressão de um pilar periférico, as vigas passam a funcionar em consola, podendo colapsar por insuficiente armadura superior. No caso do pilar suprimido ser um pilar interior, as deformações dos vãos adjacentes são tais que o colapso ocorre por insuficiente armadura inferior das vigas.

De facto, o deslocamento descendente resultante do pilar danificado faz distorcer o pórtico que está apoiado nesse pilar, produzindo esforços que excedem a capacidade do pórtico, conduzindo ao seu colapso. Por outro lado, no caso de se tratar de um pórtico preenchido com parede de alvenaria, esta poderá interagir com o pórtico de BA, restringindo a sua deformação, aumentando a sua rigidez e a sua resistência e ajudando na redistribuição das cargas para os vãos na vizinhança, evitando assim um possível colapso com um caminho de cargas alternativo seguro (Brodsky e Yankelevsky, 2017).

O caso de estudo, considerado por Tiago e Júlio (2010), do edifício da Av. Elísio de Moura em Coimbra constitui um exemplo em que o colapso de vários elementos de suporte verticais não causou o colapso da estrutura. Uma análise mais aprofundada da fiabilidade do sistema permitiu verificar que a consideração das paredes de alvenaria no comportamento da estrutura porticada introduz uma melhoria significativa no desempenho e na segurança da estrutura após a remoção de três pilares da mesma. De facto, aquando da ocorrência do desabamento de terras que causou o colapso de três pilares nos primeiros dois pisos do edifício, este ficou em consola, com sete metros de vão e doze pisos, e o colapso progressivo foi evitado devido à contribuição das paredes não-estruturais de alvenaria. As cargas gravíticas inicialmente suportadas pelos pilares que colapsaram passaram a ser asseguradas por um sistema de escoras e tirantes, originando tensões de compressão nas paredes de alvenaria e tensões de tração nas vigas e lajes, gerando um caminho alternativo para as cargas, como ilustra a Figura 2.10.

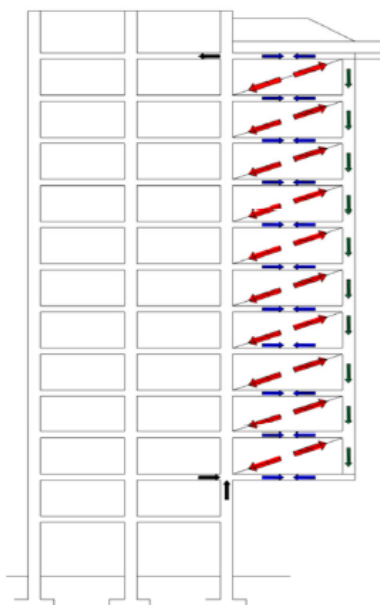


Figura 2.10 - Sistema escora-tirante materializados no edifício Elísio Moura (Tiago e Júlio, 2010).

O modelo numérico executado por Cachado *et al.* (2012) mostrou que a capacidade resistente das vigas em consola, formadas após a remoção dos pilares de suporte, era excedida se não fossem consideradas as paredes de alvenaria. Por outro lado, se o modelo numérico tivesse em conta a contribuição das paredes de alvenaria, a capacidade das vigas não era excedida.

Outros autores (Li *et al.*, 2016; Brodsky e Yankelevsky, 2017) conduziram testes experimentais em estruturas porticadas de BA por forma a avaliar a influência das paredes de alvenaria no colapso progressivo da estrutura, tendo concluído que a introdução de paredes de alvenaria na estrutura pode conduzir a um aumento significativo da rigidez e da resistência da mesma. Em particular, os resultados obtidos por Li *et al.* (2016) revelaram que a rigidez inicial da estrutura foi 20 vezes superior em relação à rigidez da mesma sem as paredes de alvenaria e a capacidade resistente 4,5 vezes superior. Também Brodsky e Yankelevsky (2017) concluíram que as paredes de alvenaria aumentam significativamente a resistência do pórtico sob a ação de uma força vertical, em comparação com a resistência do pórtico sem a parede, obtendo dos resultados experimentais uma média deste aumento igual a 208%, podendo ir até 500%.

Estes autores concluíram ainda que a pormenorização das armaduras é determinante para o comportamento exibido pelos pórticos e para o aumento da resistência ao colapso progressivo. O aumento da quantidade de estribos e de cintas na proximidade dos nós do pórtico das vigas e dos pilares, respetivamente, de acordo com as práticas do dimensionamento à ação sísmica, podem melhorar a resistência da estrutura em 100% (Brodsky e Yankelevsky, 2017). Além disso, a resistência das juntas horizontais da parede de alvenaria assume também um papel importante no comportamento da estrutura, uma vez que o aumento da sua resistência não só aumenta a capacidade resistente da estrutura como retarda a degradação da mesma após o pico, conferindo por isso um comportamento mais dúctil à estrutura (Li *et al.*, 2016).

A contribuição das paredes de alvenaria para o comportamento da estrutura depende ainda de fatores como a sua localização e dimensão (Tsai e Huang, 2009). A sua influência é determinante sobretudo quando as paredes de alvenaria se encontram no vão adjacente ao pilar removido. Além disso, as paredes de alvenaria podem reduzir os deslocamentos da estrutura no cenário de remoção de um pilar pelo que, segundo Tsai e Huang (2009), a sua influência no comportamento inicial da estrutura não deve ser desprezada.

Os resultados de estudos analíticos e numéricos conduzidos por diversos autores (Li *et al.*, 2016; Shan, *et al.*, 2016; Brodsky e Yankelevsky, 2017) mostram que a introdução de paredes de alvenaria no comportamento de pórticos de BA altera o modo de rotura do sistema estrutural. A investigação conduzida por Brodsky e Yankelevsky (2016) permitiu concluir que os modos de rotura verificados no pórtico de BA preenchido com alvenaria sob uma ação horizontal são distintos dos observados no caso em que a estrutura se encontra sob uma ação vertical e que a influência das paredes no comportamento do pórtico face a estas ações é também diferente. Brodsky e Yankelevsky (2017) categorizaram os modos de rotura de pórticos de BA preenchidos com alvenaria de blocos de betão em três modos principais, como ilustra a Figura 2.11:

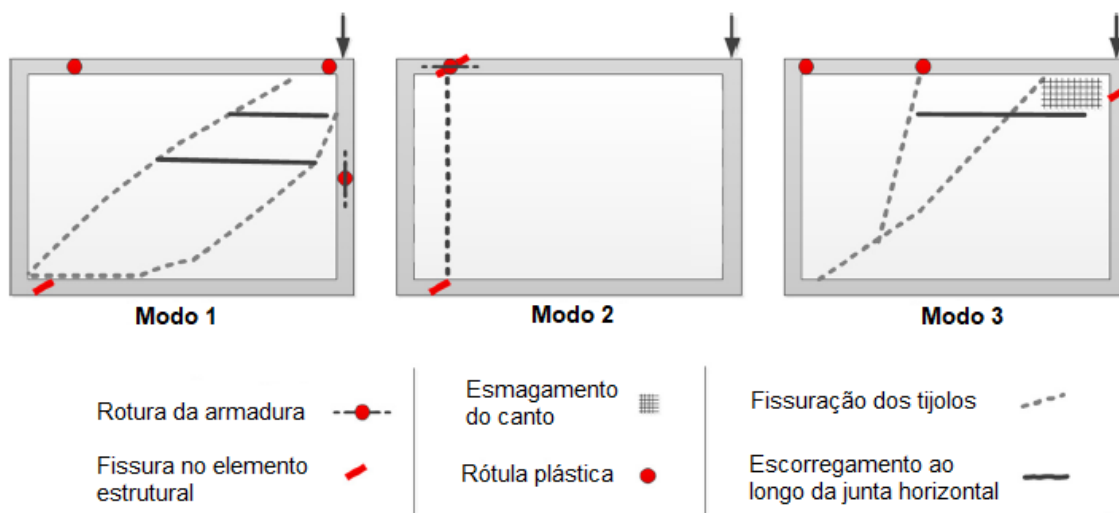


Figura 2.11 - Principais mecanismos de rotura (adaptado de Brodsky e Yankelevsky (2017)).

1. O primeiro modo de rotura consiste numa densa fissuração diagonal e horizontal na parede de alvenaria há medida que é aplicado o carregamento. Além disso, surgem fissuras no pilar carregado até ocorrer a rotura da armadura longitudinal do mesmo, conduzindo ao colapso do pórtico. Este modo de rotura é típico em paredes de resistência reduzida;
2. O segundo modo de rotura resulta da formação de uma fissura vertical na parede de alvenaria, seguida de uma fissura na viga superior que conduz à rotura por corte da viga (rotura dos estribos), seguindo-se um decréscimo acentuado da resistência. Este modo de rotura é comum em pórticos preenchidos com paredes de alvenaria constituídas por unidades de blocos resistentes, observando-se uma redução da fissuração diagonal da parede de alvenaria, comparativamente ao modo de rotura anterior;

3. O terceiro modo de rotura é caracterizado pelo esmagamento de um dos cantos da parede de alvenaria e pela rotura por corte no topo do pilar carregado. Este modo de rotura é típico em pórticos com pilares pouco resistentes preenchidos com alvenaria de tijolo resistente.

Da investigação desenvolvida nas últimas décadas sobre a influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas porticadas de BA sujeitas a uma ação extrema, é possível concluir que as práticas de dimensionamento correntes que negligenciam a contribuição das paredes de alvenaria conduzem a imprecisões da rigidez, resistência e ductilidade da estrutura. Os diversos trabalhos de investigação apresentados suportam a possibilidade de considerar as paredes de alvenaria não estruturais como reserva de robustez estrutural em edifícios sujeitos a ações extremas imprevistas. De facto, apesar de estes elementos apresentarem baixa resistência em comparação com os elementos estruturais de BA, a sua contribuição para o comportamento global da estrutura danificada pode ser fulcral para a sua segurança. A sua capacidade de gerar caminhos de carga alternativos para as cargas da estrutura faz com que seja fundamental a consideração das paredes de alvenaria na análise de robustez de estruturas sujeitas a ações extremas imprevistas, uma vez que estas têm a capacidade de evitar o colapso desproporcionado da estrutura (Cachado *et al.*, 2012).

### 2.3.5. Modelo de escora diagonal equivalente para cargas verticais

O modelo mencionado na secção 2.3.3 é baseado em estruturas sujeitas a ações horizontais aplicadas no plano da parede. No entanto, o mesmo modelo pode ser aplicado nos casos de estruturas sujeitas a cargas verticais resultantes do colapso de pilares, com as necessárias adaptações (U.S. Department of Defense, 2003). No caso de uma carga vertical, assume-se que esta é resistida pelas vigas do pórtico de BA, pelo que a configuração do modelo de escora equivalente deve estar de acordo com o representado na Figura 2.12. A largura da escora equivalente e a rigidez relativa entre a viga de BA e a parede de alvenaria são agora dadas pelas equações 5 e 6, respetivamente:

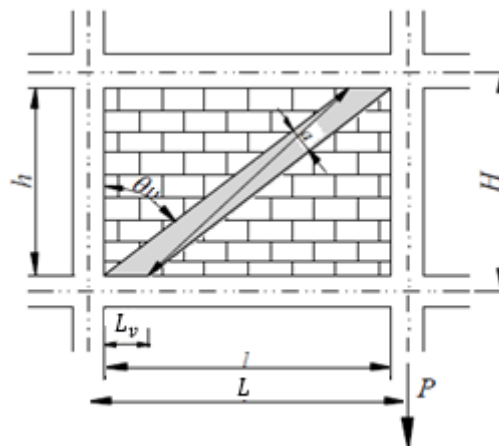


Figura 2.12 – Escora diagonal equivalente para carga vertical (adaptado de Al-Chaar (2002)).

$$a = 0.175 * D * (\lambda L)^{-0.4} \quad (5)$$

$$\lambda L = L * \sqrt[4]{\frac{E_m * t * \sin(2\theta)}{4 * E_c * I_{viga} * l}} \quad (6)$$



Analogamente, a formação de rótulas plásticas para ações verticais ocorre nas vigas a uma distância  $L_v$  da face do pilar, obtida pelas equações 7 e 8:

$$L_v = \frac{a}{\sin \theta_v} \quad (7)$$

$$\tan(\theta_v) = \frac{h}{l - L_v} \quad (8)$$

### 2.3.6. Diferenças entre os comportamentos face a ações horizontais e verticais

É importante realçar que existem diferenças entre o comportamento da mesma parede de alvenaria face a uma ação horizontal ou face a uma ação vertical, nomeadamente, em relação à geometria da parede e à proporção das suas dimensões, à posição relativa entre a linha de ação da força aplicada e a orientação das juntas de argamassa da parede de alvenaria, à localização relativa das vigas e dos pilares e às respetivas rigidezes (Brodsky e Yankelevsky, 2017). Deste modo, a utilização dos modelos desenvolvidos para a modelação do comportamento de paredes de alvenaria inseridas em pórticos com base na investigação efetuada para a resposta a ações horizontais suscita algumas dúvidas sobre a sua aplicabilidade no caso de ações verticais.

Apesar de a contribuição das paredes de alvenaria para a prevenção do colapso progressivo das estruturas ser reconhecida, a sua contribuição para a resposta estrutural não é tão significativa como se observa nas análises ao comportamento sísmico (Tsai e Huang, 2009). Tal deve-se ao facto de, sob a ação sísmica, todas as paredes de alvenaria alinhadas na mesma direção ao longo do mesmo piso contribuírem para a resposta da estrutura nessa direção. Por outro lado, quando o mesmo edifício fica sujeito à perda repentina de um pilar, apenas as paredes de alvenaria localizadas no alinhamento do vão adjacente ao pilar removido poderão influenciar a resposta da estrutura face a esta ação vertical.

A falta de conhecimento acerca da influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural face a perda repentina de um pilar de uma estrutura porticada revela a necessidade de desenvolver investigação neste sentido, uma vez que se verifica que a análise do mecanismo de colapso progressivo assenta frequentemente na informação que existe relativamente ao comportamento deste tipo de sistema estrutural face a ações horizontais, podendo originar resultados substancialmente diferentes.

Por estas razões e dada a importância de compreender este fenómeno para a segurança dos edifícios é importante que hajam resultados experimentais conclusivos que permitam compreender o papel das paredes de alvenaria sob uma ação vertical de modo a ser possível desenvolver modelos numéricos e analíticos fiáveis que simulem o comportamento complexo destes sistemas quando ocorre a perda repentina de um ou mais pilares.



## 3. Metodologia experimental

### 3.1. Introdução

No presente capítulo apresenta-se a metodologia experimental desenvolvida no âmbito do Projeto “ROBUST BRICK - Uso de alvenarias no aumento da robustez estrutural de edifícios” cujo objetivo principal foi o de investigar o efeito das paredes de alvenaria no comportamento estrutural de edifícios porticados de BA sujeitos à rotura de elementos verticais devido à ocorrência de eventos extremos e imprevisíveis.

Foram também definidos como objetivos do projeto “ROBUST BRICK” o estudo de diversos parâmetros relacionados com composição das paredes de alvenaria e a sua influência no comportamento estrutural de estruturas porticadas de BA, entre outros: tipos de alvenaria, simples ou dupla; tipos de tijolos, tradicional de furação horizontal, ou térmico de furação vertical; efeito de reboco armado como medida de reforço ou reparação; efeitos de junta contínua e descontínua; e o efeito de armadura de junta.

Face à extensão dos objetivos propostos pelo projeto, a investigação apresentada no âmbito desta dissertação limita-se ao estudo da influência do efeito do tijolo térmico e estrutural (daqui em diante denominado tijolo térmico por simplificação), em comparação com o tradicional, e do efeito da armadura de junta.

### 3.2. Dispositivo experimental

Um dos principais desafios do projeto “Robust Brick”, e também deste trabalho, foi o de desenvolver um protótipo e dispositivo experimental laboratorial que pudessem ser utilizados para simular uma situação real de um sistema estrutural porticado real sujeito à rotura local de um ou mais elementos estruturais verticais. Se por um lado as condicionantes relacionadas com as dimensões do laboratório de estruturas do IST pareciam obrigar à realização de ensaios à escala reduzida, por outro, a impossibilidade de fabricar tijolos à escala reduzida obrigavam à realização de ensaios à escala real. Face a estas duas condicionantes, optou-se pela realização de ensaios à escala real de uma parte representativa do sistema estrutural porticado. Considerou-se para o protótipo um pórtico de BA com dimensões aproximadas de 5mx2.5m que se consideraram ser representativas da construção em Portugal desta tipologia estrutural.

Na impossibilidade de representar fisicamente a restante parte do sistema estrutural, considerou-se indiretamente o seu efeito através da fixação do pórtico à parede e laje de reação do laboratório. Com esta opção de compromisso perdeu-se a possibilidade de estudar a influência da deformabilidade do sistema estrutural no comportamento estrutural do pórtico.

O efeito da rotura súbita de um elemento vertical é também uma situação de difícil simulação em ambiente laboratorial, quando se tratam de ensaios à escala real, sobretudo por questões de segurança. Desta forma optou-se pela imposição de um deslocamento vertical, perdendo-se neste caso a possibilidade de estudar de forma direta a influência do carácter dinâmico deste tipo de ação.

As Figura 3.1 e 3.2 ilustram o protótipo e dispositivo experimental utilizados no âmbito deste trabalho. De referir que o deslocamento vertical foi imposto de baixo para cima (ao invés de cima para baixo como seria expectável) por questões de segurança e simplicidade, mas também para que os ensaios não ficassem limitados em termos do deslocamento máximo imposto, aquando do contacto da viga inferior com a laje de reação do laboratório.

O pórtico foi pré-esforçado contra a parede de reação do laboratório para evitar a rotação do mesmo e contra a laje de reação para evitar o seu levantamento e simular o efeito das cargas gravíticas. Foi ainda utilizado um pórtico metálico auxiliar, na extremidade oposta à da parede de reação, durante o ensaio e aquando da imposição do deslocamento vertical para travamento lateral do protótipo.

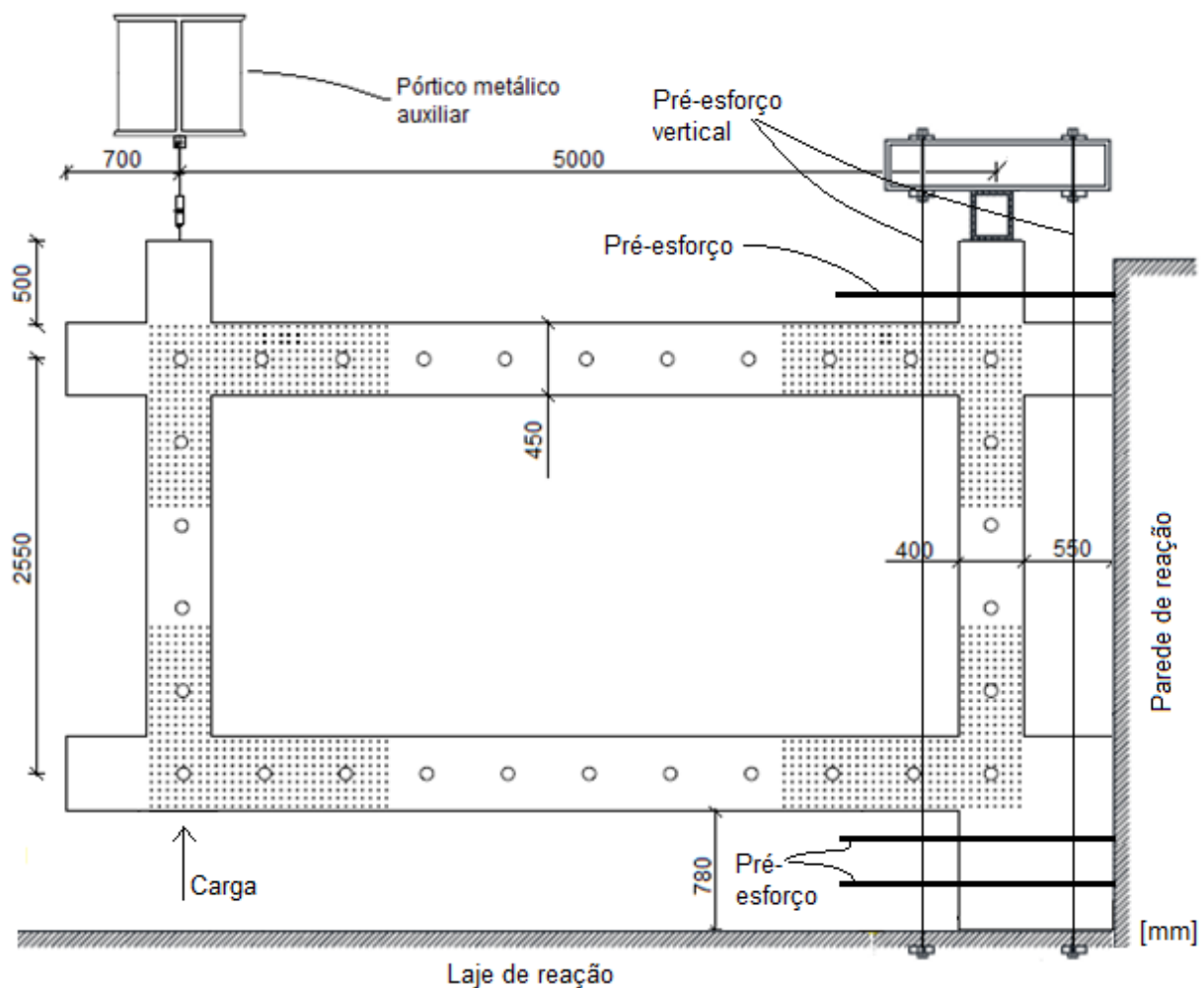


Figura 3.1 - Esquema do protótipo e do dispositivo experimental.

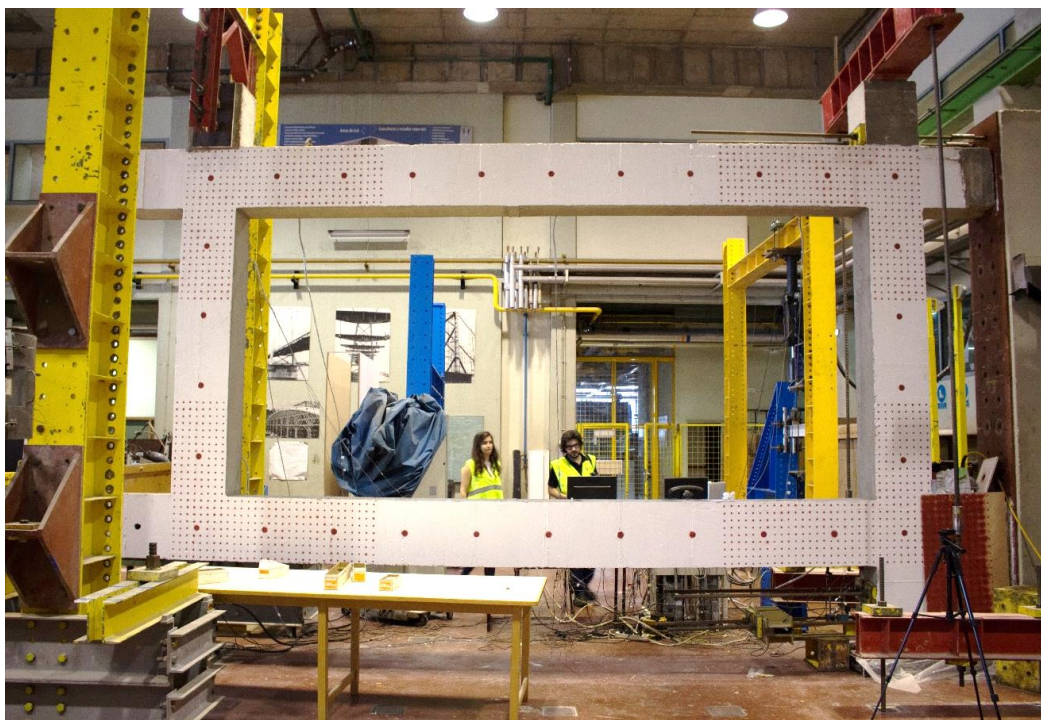


Figura 3.2 - Fotografia do protótipo e do dispositivo experimental no laboratório.

### 3.3. Pormenorização do protótipo

Os ensaios experimentais foram realizados num pórtico de BA à escala real, dimensionado de acordo com o EC2 (2004). As dimensões do pórtico e as pormenorizações de armadura dos elementos estruturais encontram-se ilustradas na Figura 3.3.

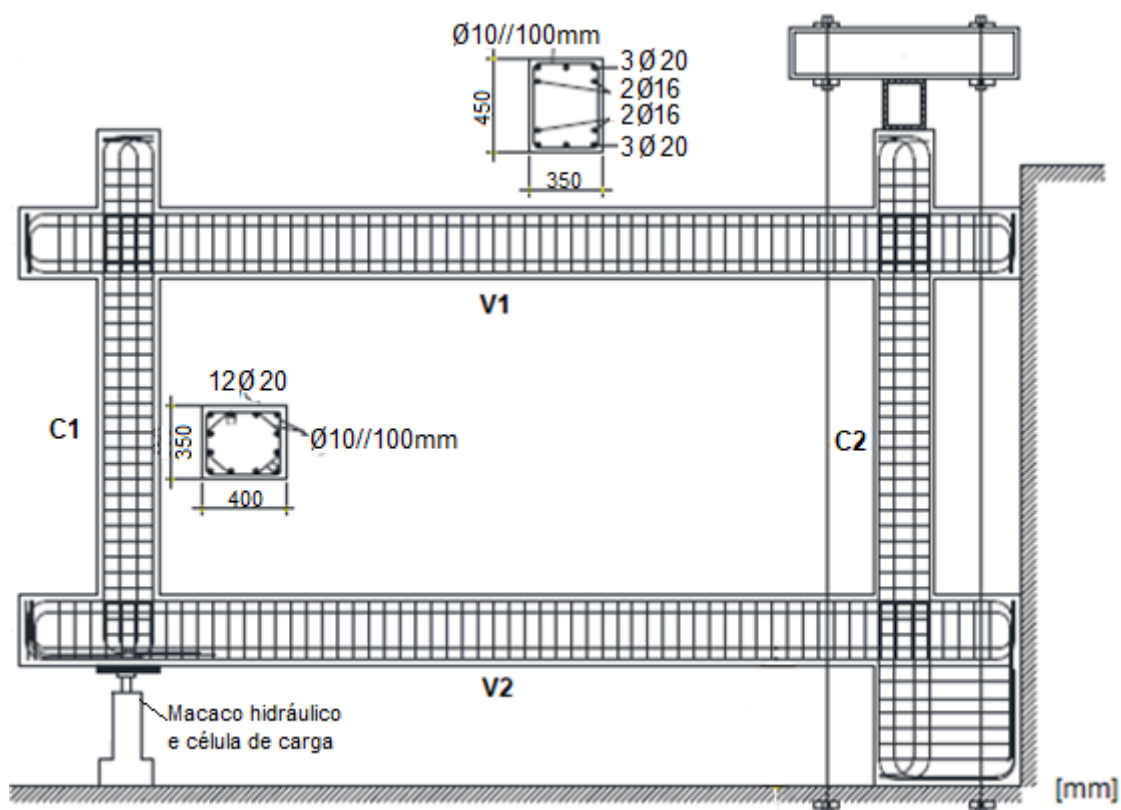
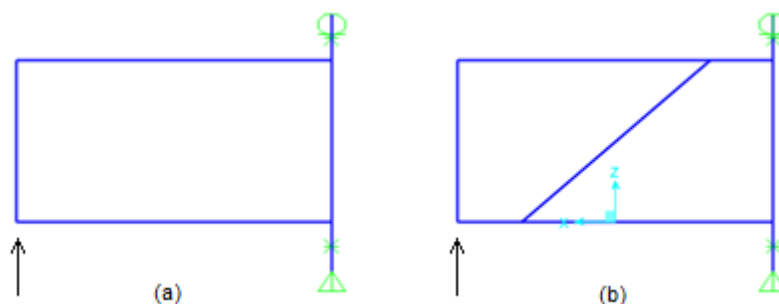


Figura 3.3 – Pormenorização das armaduras do pórtico de BA.

Por questões económicas utilizou-se um único protótipo experimental para realizar os ensaios com e sem o preenchimento de alvenaria. Numa fase inicial, cada protótipo foi sujeito a um ensaio, correspondente à aplicação de um deslocamento de cerca de 30 mm, com o objetivo de aferir a rigidez da estrutura de betão armado, sem a contribuição das paredes de alvenaria, em fase elástica. Em seguida, procedeu-se ao enchimento dos pórticos com as diversas tipologias de alvenaria em estudo, sendo os mesmos posteriormente ensaiados até à rotura das alvenarias. Após a remoção destas, os pórticos foram então ensaiados até à rotura, com o objetivo de aferir a sua resistência sem a contribuição das paredes de alvenaria. Para o efeito, verificou-se a necessidade de sobredimensionar as armaduras de flexão e esforço transversal, para que os pórticos não sofressem deformações plásticas significativas durante os ensaios levados a cabo até à rotura das alvenarias.

Deste modo, e no âmbito do projeto “Robust Brick” foi efetuada uma análise linear por elementos finitos com recurso ao programa informático SAP2000 (ver Figura 3.4) do protótipo experimental, com e sem a contribuição da parede de enchimento de alvenaria. Esta foi simulada de acordo com o modelo de escora excêntrica proposto por Al-Chaar (2002). Utilizou-se um intervalo alargado de valores propostos na literatura para a resistência à compressão da alvenaria na definição da resistência da escora de compressão do modelo numérico. Com base nos resultados do modelo numérico foi então possível efetuar uma pormenorização das armaduras do pórtico de modo a que, aquando da rotura da escora de compressão, as armaduras dos elementos de betão armado se encontrassem em regime elástico. Refere-se também que na pormenorização das armaduras se adotou a filosofia “pilar forte – viga fraca” muito utilizada no dimensionamento anti-sísmico.



*Figura 3.4 - Modelo numérico do pórtico de BA (a) sem a contribuição da parede de alvenaria; (b) com a contribuição da parede de alvenaria, tendo por base o modelo de escora excêntrica proposto por Al-Chaar (2002).*

Conforme já se referiu, o projeto “Robust Brick” previa o ensaio de quatro pórticos, sendo atribuído, a cada um, o estudo de uma tipologia de parede de alvenaria distinta das restantes. Uma vez que existe uma grande variedade de alvenarias empregues nas construções de edifícios, em cada um dos quatro pórticos foi considerada uma tipologia de parede de alvenaria diferente. Na Tabela 3.1 sumariza-se o programa de ensaios previsto neste projeto.

A consideração de diferentes tipos de unidades de tijolo, bem como a existência ou não de uma camada de reforço sob as faces da parede e a consideração de diferentes tipos de juntas (contínuas ou descontínuas, com e sem armadura de junta), permitem criar cenários distintos e comparar a influência das diferentes soluções adotadas no comportamento de um pórtico de BA, bem como aferir se umas poderão ter mais vantagens do que outras.

De referir que, no decurso do projeto “Robust Brick”, não foi possível levar a cabo os ensaios previstos para o pórtico P4, tendo os mesmos sido realizados no âmbito deste trabalho.

Tabela 3.1 – Programa de Ensaios do Projeto “ROBUST BRICK”.

Protótipo	Ensaio	Descrição do ensaio	Pormenorização da alvenaria
P1	P1_EI	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria em regime elástico até um deslocamento de 30mm</i>	<i>Alvenaria de tijolo tradicional de parede dupla com juntas contínuas (300x200x15mm + 300x200x110mm e 40 mm de caixa de ar)</i>
	P1_AI	<i>Ensaio com preenchimento de alvenaria até à rotura da mesma</i>	
	P1_BA	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria até à rotura do pórtico</i>	
P2	P2_EI	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria em regime elástico até um deslocamento de 30mm</i>	<i>Alvenaria de tijolo tradicional de parede dupla com juntas contínuas (300x200x15mm + 300x200x110mm e 40 mm de caixa de ar) e reforço com reboco armado nas duas faces</i>
	P2_AI	<i>Ensaio com preenchimento de alvenaria até à rotura da mesma</i>	
	P2_BA	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria até à rotura do pórtico</i>	
P3	P3_EI	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria em regime elástico até um deslocamento de 30mm</i>	<i>Alvenaria de tijolo térmico (300x190x240mm) com juntas descontínuas e espaçamento de 80mm</i>
	P3_AI	<i>Ensaio com preenchimento de alvenaria até à rotura da mesma</i>	
	P3_BA	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria até à rotura do pórtico</i>	
P4	P4_EI	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria em regime elástico até um deslocamento de 30mm</i>	<i>Alvenaria de tijolo térmico (300x190x240mm) com juntas descontínuas reforçadas com armadura Murfor Compact I e espaçamento de 80mm</i>
	P4_AI	<i>Ensaio com preenchimento de alvenaria até à rotura da mesma</i>	
	P4_BA	<i>Ensaio sem preenchimento de alvenaria até à rotura do pórtico</i>	

### 3.4. Protocolo de ensaio e instrumentação

A remoção repentina de um pilar na base de um pórtico inserido numa estrutura elimina a respetiva reação de apoio. Assim, a carga axial transmitida pelos pisos superiores tem de encontrar um caminho alternativo. Por simplificação do *setup* de ensaio, a aplicação desta carga vertical foi realizada no sentido ascendente, através de um macaco hidráulico, localizado na base do pilar C1 e alinhado com o mesmo, ligado a uma célula de carga, como se pode observar na Figura 3.5. A carga foi aplicada monotonicamente e os ensaios decorreram com o controlo de deslocamento a uma taxa de cerca de 0.01 mm/s.

Por forma a simular a continuidade entre o pórtico de BA e a restante estrutura, o pórtico foi ligado rigidamente à parede de reação através de barras *Dywidag*, como é possível observar na Figura 3.6, e o pilar C2 foi pré-esforçado ao chão.



Além disso, foi colocado um pórtico metálico no alinhamento do pilar C1 do pórtico de BA por forma a impedir deslocamentos perpendiculares ao plano do pórtico durante o ensaio. Deste modo, pretende-se garantir que aquando da aplicação da força vertical ascendente o pórtico apenas se deforma com translações e rotações a ocorrerem no seu plano. Este sistema de fixação do pórtico é visível na Figura 3.7.



*Figura 3.5 - Apoio na base da viga (à esquerda) e macaco hidráulico (à direita) no alinhamento do pilar.*



*Figura 3.6 - Ligação à parede de reação através de barras Dywidag, duas na parte superior e quatro na parte inferior do pórtico.*





Figura 3.7 -Pórtico metálico (a amarelo) para impedir deslocamentos perpendiculares ao plano do pórtico.

O deslocamento vertical do pórtico foi registado com o auxílio de um LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) localizado na zona de aplicação de carga e denominado por “L1”. Além deste LVDT, outros quatro foram utilizados para monitorizar o comportamento do pórtico e garantir que este apenas tinha translações na direção vertical e que não ocorriam movimentos para fora do plano do pórtico. Estes últimos LVDT’s foram numerados de 2 a 5 e a sua localização é perceptível na Figura 3.8. As Figura 3.9 e 3.10 ilustram a localização destes LVDT’s no pórtico propriamente dito, imediatamente antes da realização de um dos ensaios.

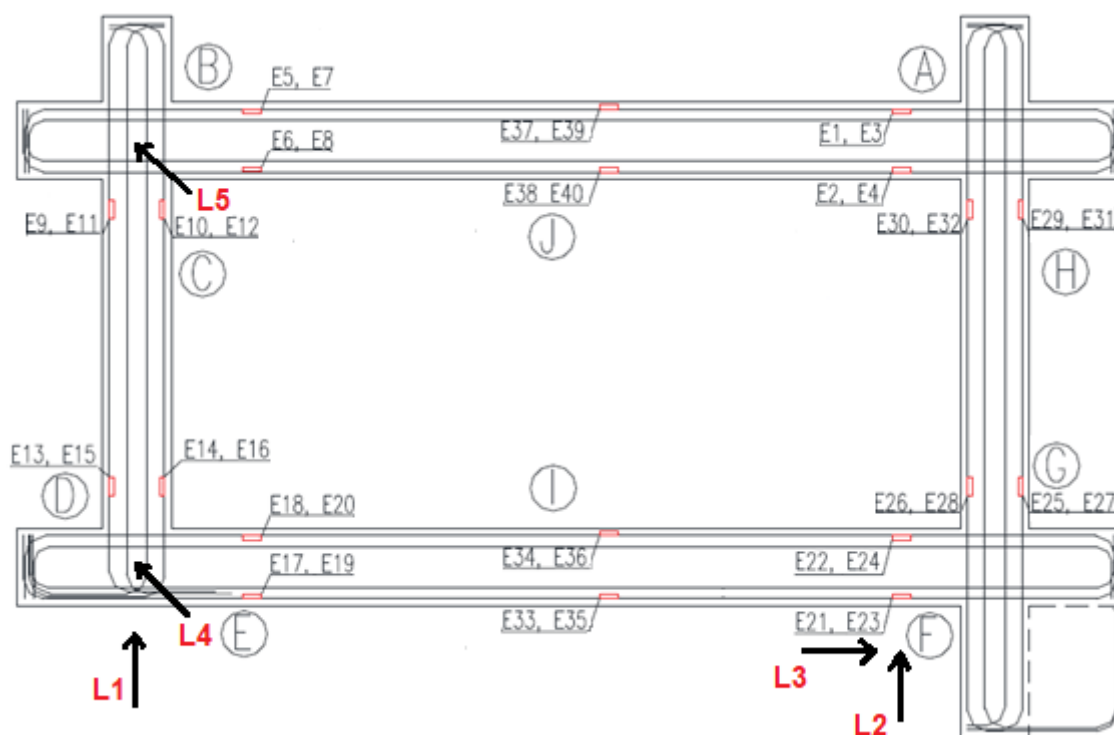


Figura 3.8 - Localização dos extensómetros e dos LVDT's no pórtico de BA.

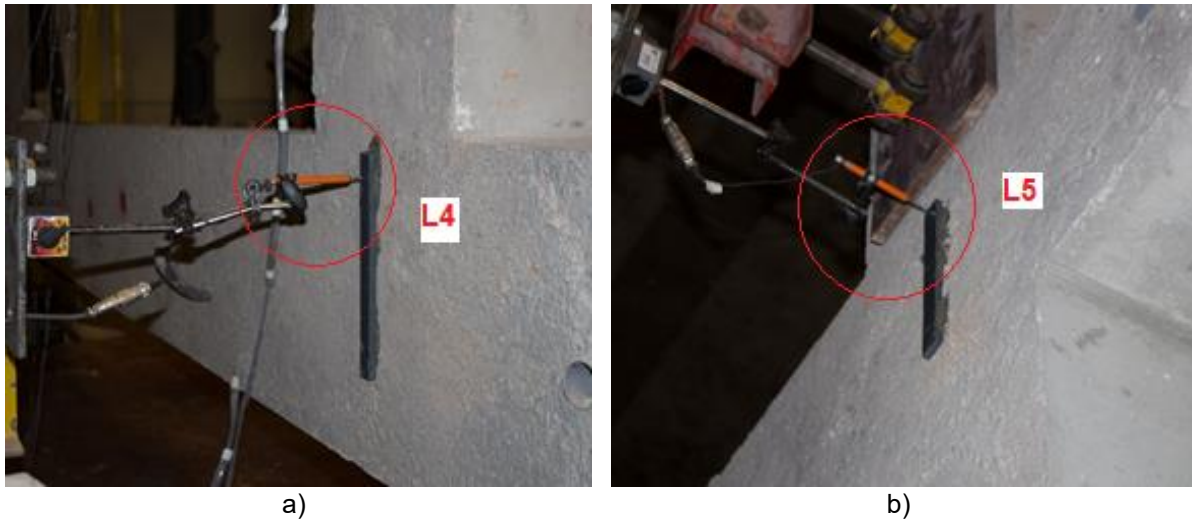


Figura 3.9 - LVDT's colocados no alinhamento do pilar da direita a) L4 na zona inferior e b) L5 na zona superior.

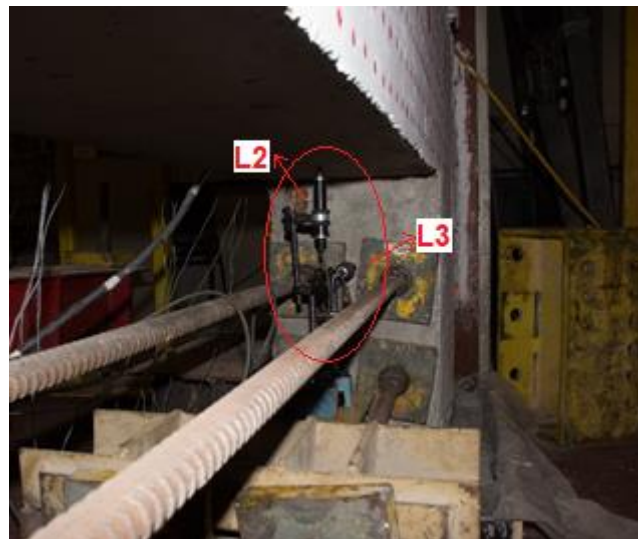


Figura 3.10 - LVDT's no alinhamento do pilar da esquerda: L2 na direção vertical e L3 na direção horizontal, no plano do pórtico.

As extensões dos varões nas vigas e nos pilares do pórtico foram registadas por 40 extensómetros localizados nos varões longitudinais em várias secções do pórtico, como ilustra também a Figura 3.8. Cada uma das secções denominadas de A a H, contém quatro extensómetros: dois deles num dos varões da face exterior da secção e outros dois num dos varões da face interior da secção. Cada par de extensómetros é ligado ao varão através da aplicação de uma cola e seguidamente protegido com silicone, tal como está representado na Figura 3.11.

A disposição dos extensómetros pelo pórtico permite obter as extensões nas armaduras em várias secções do pórtico para os sucessivos deslocamentos aplicados à estrutura. Deste modo, é possível analisar, para cada ensaio, para que nível de carga é que ocorre a cedência das armaduras e em que zona é que esta se inicia. Tal análise permite posteriormente avaliar possíveis mecanismos que terão ocorrido e qual a influência no comportamento da estrutura quando é introduzida uma parede de alvenaria.



Figura 3.11 - Colocação dos extensômetros nos varões a) aplicação de cola, b) aplicação de silicone para proteção durante a betonagem (adaptado de Robust Brick (2016)).

Com o objetivo de monitorizar os ensaios realizados no pórtico de BA, recorreu-se a fotogrametria e pós-processamento de imagens, tendo sido pintados a vermelho 30 alvos circulares de 50 mm de diâmetro, espaçados de 500 mm, e, em cada canto do pórtico, uma grelha regular de alvos circulares com 10 mm de diâmetro, espaçadas de 50 mm. Foram ainda pintados 5 alvos de 25 mm de diâmetro por unidade de tijolo. A superfície do pórtico foi pintada de branco e a parede de alvenaria estucada e pintada de branco com o objetivo de realçar as fissuras e facilitar a deteção dos alvos. No entanto, a análise detalhada dos resultados da fotogrametria estão fora do âmbito desta dissertação.

### 3.5. Caracterização dos materiais

#### 3.5.1. Introdução

De seguida são apresentados os vários materiais utilizados na campanha experimental, sendo eles o betão, o aço, o tijolo, a argamassa e a armadura de junta e as suas propriedades mecânicas. Primeiramente são caracterizados os materiais que constituem os elementos de BA, nomeadamente, o betão C30/37 e o aço A500NR utilizados. Em seguida, são apresentados os dois tipos de tijolo utilizados (tijolo tradicional e tijolo térmico) e as respetivas resistências à compressão, as argamassas utilizadas na construção das paredes de alvenaria dos três primeiros ensaios e do quarto ensaio e a resistência à compressão dos espécimes de alvenaria, quer de tijolo tradicional, quer de tijolo térmico. Os ensaios realizados para obtenção das propriedades mecânicas dos materiais foram realizados fora do âmbito desta dissertação, à exceção dos ensaios de flexão e de compressão da argamassa utilizada no pórtico P4.

#### 3.5.2. Caracterização do betão

A avaliação da resistência à compressão do betão foi realizada no âmbito no projeto “Robust Brick”. Os quatro pórticos foram produzidos em duas fases, por limitação de espaço no laboratório. Primeiramente, foram betonados o primeiro e segundo pórticos e, em seguida, o terceiro e o quarto. Ao mesmo tempo, foram produzidos também 24 cubos de betão de dimensões 150x150x150mm com o objetivo de avaliar a resistência à compressão do betão utilizado nos primeiros pórticos (12 cubos) e do betão utilizado nos últimos pórticos (12 cubos). Os resultados dos ensaios à compressão, aos 28 dias, em termos de valores médios da resistência encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Resistência à compressão de espécimes de betão 150x150x150mm (adaptado de Robust Brick (2016)).

	Número de espécimes	Força máxima (MPa)	Resistência à compressão, $f_{u_c}$ (MPa)
Espécimes de betão dos pórticos 1 e 2	12	921.2	40.9
Espécimes de betão dos pórticos 3 e 4	12	873.8	38.8

### 3.5.3. Caracterização do aço

Os varões utilizados no reforço dos elementos de betão que constituem os pórticos ensaiados são de aço A500. No âmbito do projeto “Robust Brick” procedeu-se à sua caracterização, em particular a determinação da tensão de cedência ( $f_y$ ) e da tensão última ( $f_{u_s}$ ) dos varões de diferentes diâmetros utilizados, como é possível observar na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Propriedades dos varões de aço utilizados nos ensaios (adaptado de Robust Brick (2016)).

Aço	Diâmetro do varão (mm)	Tensão de cedência, $f_y$ (MPa)	Tensão última, $f_{u_s}$ (MPa)
A500	10	540	570
	16	533	640
	20	618	720

A extensão de cedência das armaduras pode ser estimada pela média da extensão de cedência dos varões  $\phi 16$  ( $\varepsilon_{y,16}$ ) e  $\phi 20$  ( $\varepsilon_{y,20}$ ), dadas pelas equações 9 e 10, respetivamente. A extensão média de cedência ( $\varepsilon_{y,média}$ ) é apresentada na equação 11.

$$\varepsilon_{y,16} = \frac{\sigma_y}{E} = \frac{533 \text{ Mpa}}{200 \times 10^3 \text{ Mpa}} \approx 0,27 \% = 2700 \text{ } \mu\text{m/m} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{y,20} = \frac{\sigma_y}{E} = \frac{618 \text{ Mpa}}{200 \times 10^3 \text{ Mpa}} \approx 0,3 \% = 3000 \text{ } \mu\text{m/m} \quad (10)$$

$$\varepsilon_{y,média} = \frac{\varepsilon_{y,16} + \varepsilon_{y,20}}{2} = 2850 \text{ } \mu\text{m/m} \quad (11)$$

### 3.5.4. Caracterização do tijolo

Um dos objetivos deste projeto é o de avaliar de que modo pode ser aumentada a robustez do sistema estrutural através de alterações dos materiais constituintes da parede de alvenaria, em particular o tipo de tijolo. Para isso, foram utilizados dois tipos de tijolo, tijolo tradicional e tijolo térmico, sendo que este último, por apresentar melhores propriedades isolantes e mecânicas e ter um custo semelhante ao do tijolo tradicional, pode constituir uma alternativa interessante.

No âmbito do projeto “Robust Brick” foram realizados ensaios de compressão nas diferentes faces de ambos os tipos de tijolo. Os tijolos utilizados nos ensaios são de dois tipos: tijolo tradicional

(30x20x22cm) e tijolo térmico (30x19x24cm), ambos fabricados pela *Preceram – Industrias de Construção, S.A.* e encontram-se representados na Figura 3.12, bem como a designação das diferentes faces de cada tipo de tijolo.

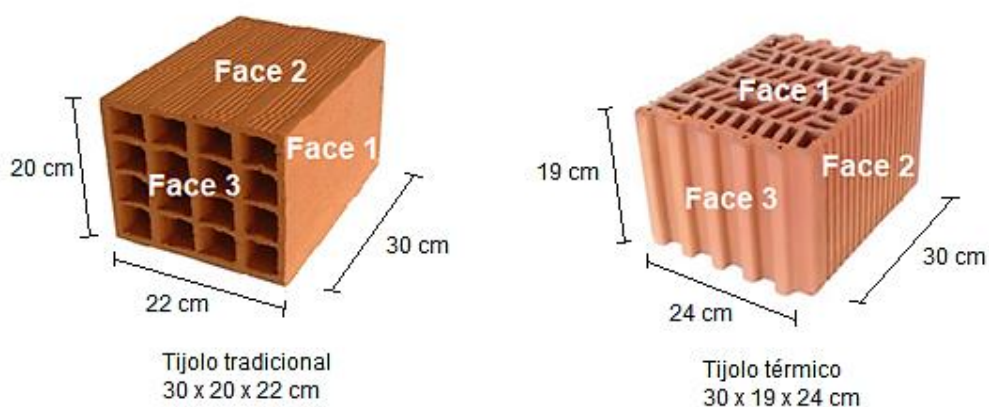


Figura 3.12 - Geometria dos tijolos utilizados nos ensaios e definição das faces.

Os resultados obtidos dos testes de compressão realizados nos tijolos tradicionais e nos tijolos térmicos encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resistência à compressão da face 1 obtida experimentalmente (adaptado de Robust Brick (2016)).

Tipo de tijolo	Número de amostras	Força última (kN)	Resistência (MPa)	Coefficiente de variação (%)
Tijolo tradicional (300x200x220mm)	6	99,4	1,8	15,7
Tijolo térmico (300x190x240mm)	15	515	7,3	7,6

A face 1, tanto do tijolo tradicional como do tijolo térmico, corresponde à interface horizontal das paredes de alvenaria por eles constituídas e, conseqüentemente, à face do tijolo que estará sujeita a tensões de compressão mais elevadas durante os ensaios.

Os resultados obtidos indicam que o comportamento mecânico do tijolo térmico é consideravelmente superior ao do tijolo tradicional quando se trata de uma força aplicada na face principal dos tijolos (face 1), apresentando uma resistência à compressão de cerca de quatro vezes superior. Deste modo, é expectável que o tijolo térmico introduza uma maior influência no comportamento do pórtico de BA quando submetido a uma ação vertical, uma vez que, apresentando maior resistência na face comprimida, poderá garantir uma transmissão de forças mais eficaz entre os elementos estruturais do pórtico, em particular, as vigas, através da parede de alvenaria.

### 3.5.5. Caracterização da argamassa

A resistência da alvenaria depende fortemente dos materiais utilizados, em particular da argamassa utilizada no processo de construção. A argamassa é aplicada nas juntas verticais e horizontais no caso



de paredes de alvenaria de tijolo tradicional, e somente nas juntas horizontais se se tratar de tijolo térmico, uma vez que a junta vertical é uma junta seca.

A caracterização das propriedades mecânicas das argamassas utilizadas foi feita através da realização de ensaios à flexão e à compressão de provetes normalizados com base nos procedimentos indicados na norma EN 1015-11 (2007). Nas Figura 3.13 e 3.14 estão ilustrados os ensaios à flexão e à compressão, respetivamente, da argamassa utilizada na construção da parede de alvenaria correspondente ao pórtilco P4. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Construção do IST, sendo que no ensaio de flexão recorreu-se a uma célula de carga de 10 kN, enquanto no ensaio de compressão foi utilizada uma célula de carga de 200 kN, com controlo de carga a uma taxa de 0,05 kN/s e de 2,4 kN/s, respetivamente. Foram ensaiados 9 provetes à flexão e 18 provetes à compressão.

O ensaio de determinação da resistência à flexão das argamassas foi realizado através aplicação de uma carga a meio vão do provete prismático, utilizando para tal roletes colocados superior e inferiormente (ver Figura 3.13). O ensaio de determinação da resistência à compressão das argamassas foi realizado imediatamente a seguir ao ensaio de flexão e sobre os meios prismas dele resultante (ver Figura 3.14).



*Figura 3.13 - Ensaio à flexão de um provete normalizado de argamassa.*



*Figura 3.14 - Ensaio à compressão de um provete normalizado de argamassa.*

Foram avaliadas duas argamassas: a primeira utilizada na construção das paredes de alvenaria nos primeiros três pórtilcos ensaiados durante o projeto “Robust Brick” e a segunda fabricada para o quarto, e último, pórtilco ensaiado no âmbito desta dissertação. A Tabela 3.5 apresenta os resultados desta caracterização aos 28 dias, indicando as tensões médias e os respetivos desvios padrões obtidos nos

ensaios de rotura à flexão e compressão para cada argamassa. As resistências à flexão e à compressão foram calculadas com base na norma EN 1015-11 (2007).

Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas das argamassas.

	Resistência à flexão (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Resistência à compressão (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Argamassa utilizada nos pórticos P1, P2 e P3 (Robust Brick, 2016)	2,2	0,10	24,1	2,12
Argamassa utilizada no pórtico P4 (no âmbito desta dissertação)	4,8	0,33	27,7	1,65

A argamassa utilizada na construção da parede de alvenaria do pórtico P4 evidencia resistências à flexão e à compressão ligeiramente superiores às da argamassa utilizada nos restantes pórticos, que estarão provavelmente relacionadas com o processo de produção dos provetes normalizados, tendo sofrido maior compactação. No entanto, a resistência à compressão de ambas as argamassas de assentamento é superior à resistência à compressão dos tijolos empregues na construção das paredes de alvenaria, pelo que a sua influência não será condicionante no comportamento das mesmas.

### 3.5.6. Resistência à compressão de espécimes de alvenaria

A resistência à compressão dos espécimes de alvenaria foi também realizada no âmbito do projeto “Robust Brick”, quer para a alvenaria de tijolo tradicional quer para a de tijolo térmico, de acordo com as prescrições dadas pela norma EN 1052-3 (2002). Para cada tipo de alvenaria foram realizados três ensaios, cuja tensão média resistente de compressão se encontra na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resistência à compressão ( $f_c$ ) de espécimes de alvenaria (adaptado de Robust Brick (2016)).

Tipo de alvenaria	$f_c$ (MPa)
Tijolo tradicional com junta contínua	1.2
Tijolo térmico com junta descontínua	2.5

Observando os valores registados na Tabela 3.6, é possível concluir que existe uma relação entre a resistência à compressão da alvenaria e o tipo de tijolo utilizado na sua construção. Uma parede constituída por tijolo térmico com juntas descontínuas suporta o dobro da carga que a mesma parede suportaria se fosse constituída por tijolo tradicional. De facto, na secção 3.3.2 verificou-se que a resistência à compressão do tijolo tradicional é cerca de 30% da resistência à compressão do tijolo térmico quando a força é aplicada nas respetivas faces principais (face 1), pelo que a baixa resistência à compressão da alvenaria de tijolo tradicional por comparação à alvenaria de tijolo térmico pode ser explicada pela diferença entre as resistências dos dois tipos de tijolos utilizados.

### 3.5.7. Armadura de junta

A armadura de junta utilizada para o reforço da junta horizontal da parede de alvenaria de tijolo térmico do pórtico P4 é do tipo Murfor Compact I, da *Bekaert*, apresentada na Figura 3.15. As características principais do produto encontram-se enumeradas na Tabela 3.7.



Figura 3.15 – Armadura de junta Murfor Compact I, Bekaert.

Tabela 3.7 - Declaração sobre as características principais.

<b>Tipo de produto</b>	Murfor® RND /Z - 5
<b>Tipo de rede metálica soldada</b>	Treliça
<b>Diâmetro equivalente + tolerância (mm) Barras</b>	5,0 ± 0,10
<b>Largura + tolerância (mm)</b>	50 ± 5
<b>Classe de ductilidade</b>	Normal
<b>Resistência ao corte das soldaduras (N)</b>	> 2500
<b>Tensão de cedência característica (N/mm<sup>2</sup>) Barras longitudinais</b>	580
<b>Resistência da ligação (kN)</b>	40



## 4. Resultados e discussão

### 4.1. Introdução

No presente capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados nos vários pórticos com o objetivo de analisar o comportamento do pórtico de BA sem qualquer parede de alvenaria de preenchimento, o efeito da introdução de uma parede de alvenaria (ora de tijolo tradicional, ora de tijolo térmico) nesse comportamento e o efeito da adição de armadura de junta. Os resultados obtidos dos ensaios do pórtico P2 foram excluídos, uma vez que a análise do efeito do reboco armado aplicado nas faces da parede de alvenaria no comportamento do pórtico de BA está fora do âmbito deste trabalho.

Para auxiliar a compreensão do comportamento do pórtico e o efeito das diferentes paredes de alvenaria, os resultados dos ensaios são complementados com alguns dados de extensometria obtidos através das leituras registadas por vários extensómetros localizados nas armaduras longitudinais em várias secções nos elementos estruturais do pórtico.

### 4.2. Pórtico de referência

Na Figura 4.1 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento obtidos com recurso aos registos da célula de carga e do defletómetro “L1” durante o ensaio do pórtico P4. No primeiro ensaio (P4\_EI), o deslocamento máximo imposto foi de apenas 30 mm, com o objetivo, conforme se referiu, de analisar o comportamento do mesmo em regime elástico, antes da cedência de qualquer armadura de reforço e sem a presença e efeito das paredes de alvenaria.

A análise da Figura 4.1 revela uma redução da rigidez inicial para uma carga de 50 kN e para um deslocamento imposto de cerca de 10 mm, correspondente ao aparecimento das primeiras fendas na face inferior da secção de encastramento da viga inferior junto ao maciço de ligação à parede de reação. O pórtico foi descarregado para um deslocamento imposto de 30 mm não tendo sido registadas extensões para além da de cedência nas armaduras instrumentadas. No 2º ensaio do pórtico sem preenchimento de alvenaria (P4\_BA) procurou-se analisar a fase de comportamento não linear, formação do mecanismo de rotura e ductilidade. Convém, no entanto, voltar a referir, que entre os dois ensaios se realizou o ensaio com preenchimento de alvenaria térmica com armadura de junta (P4\_AI), cujos resultados são apresentados e discutidos adiante. A Figura 4.1 mostra no entanto, que, durante este ensaio, os danos produzidos no pórtico terão sido marginais, uma vez que a rigidez do diagrama carga-deslocamento correspondente ao ensaio P4\_EI após o aparecimento das primeiras fendas é semelhante à rigidez do diagrama equivalente durante a fase de carga inicial do ensaio P4\_BA, onde o pórtico, sem o preenchimento de alvenaria, foi levado até à rotura. A Figura 4.1 mostra ainda que no ensaio P4\_BA, a fase de propagação de fendas ocorre até deslocamentos de 90 mm a que corresponde uma carga de 250 kN. Daí em diante observa-se uma perda de rigidez significativa devido à cedência das armaduras nas secções mais esforçadas, e ao desenvolvimento do mecanismo de colapso. Esta fase prolonga-se até um deslocamento imposto de cerca de 125 mm e uma carga aplicada de 280 kN. Em seguida foi explorada a ductilidade do pórtico, tendo-se imposto um deslocamento máximo de 240 mm, limitado pelo gabarito disponível entre o topo do pilar do pórtico ensaiado e a face inferior da

viga do pórtico lateral de contraventamento. Durante esta fase, foi possível alcançar uma carga máxima de 290 kN, tirando partido do endurecimento do aço, e, simultaneamente, assistiu-se à localização das deformações plásticas nas secções onde se formaram rótulas plásticas.

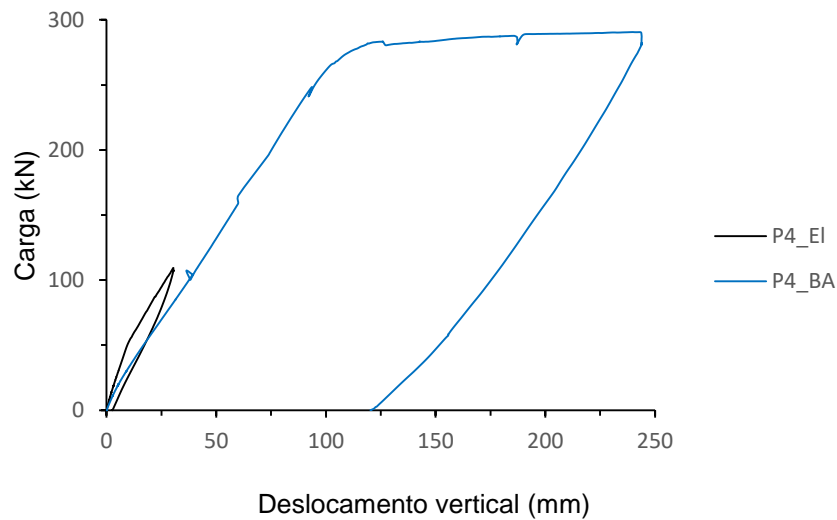
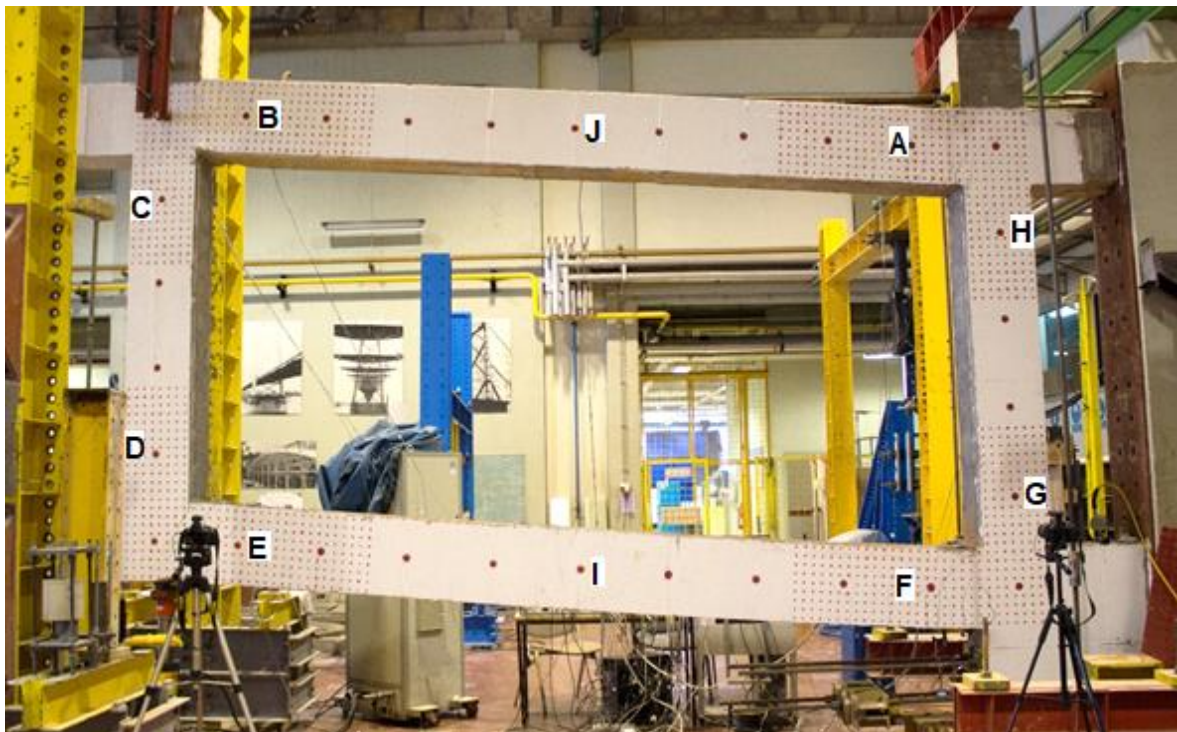


Figura 4.1 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios realizados no pórtico P4 sem parede de alvenaria.

Na Figura 4.2 (a) apresenta-se uma fotografia do pórtico nos instantes finais do ensaio antes de se ter procedido à descarga do mesmo. Nesta figura é possível observar o mecanismo de colapso e a localização de deformações sobretudo nas secções extremas das vigas onde se formaram as rótulas plásticas (ver Figura 4.2 (b) a (e)).



a)

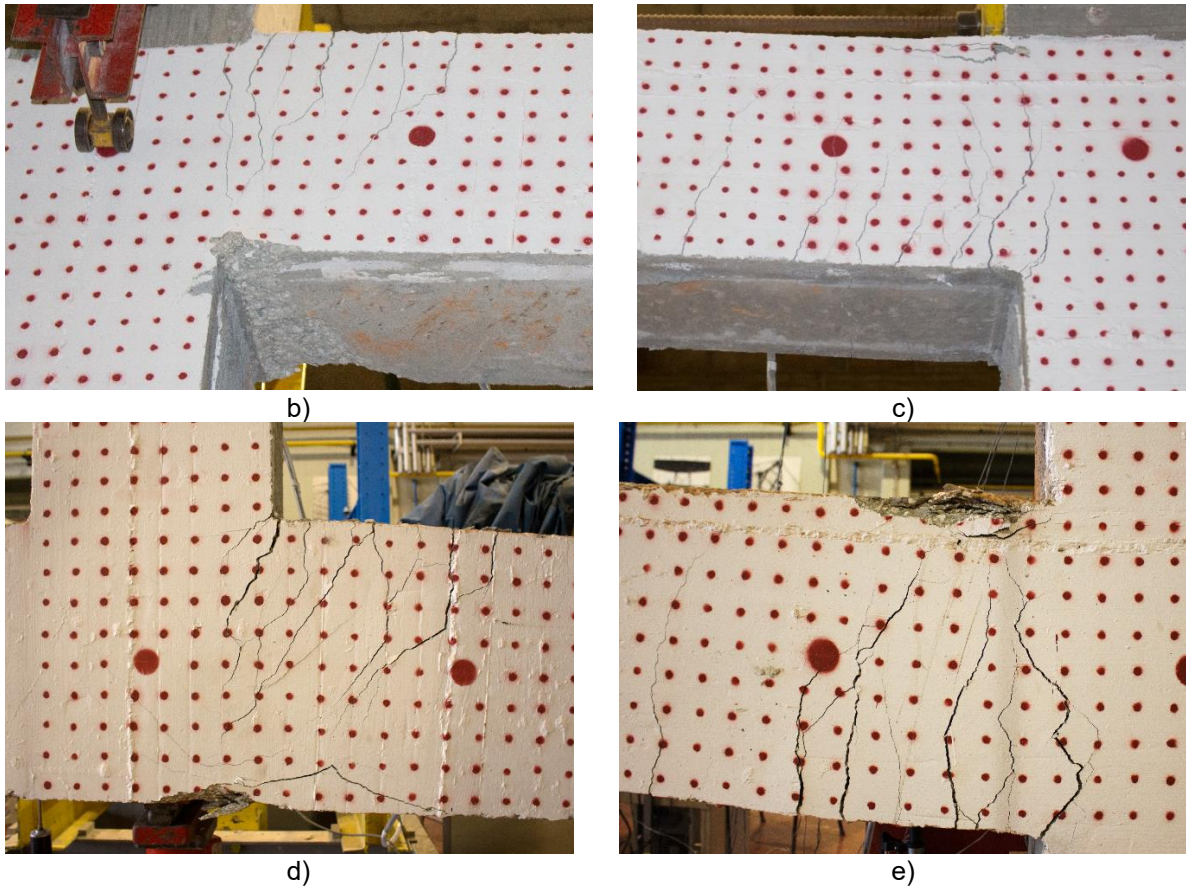


Figura 4.2 - Rotura do pórtico 4 a) imagem geral, b) pormenor do canto superior esquerdo, c) pormenor do canto superior direito, d) pormenor do canto inferior esquerdo e e) pormenor do canto inferior direito.

O mecanismo de rotura do pórtico de BA ocorre com a formação de quatro rótulas plásticas. A análise dos diagramas extensão-deslocamento vertical obtidos dos extensómetros localizados nos varões longitudinais das secções monitorizadas A-H ao longo dos ensaios P4\_EI e P4\_BA permitem avaliar o comportamento do pórtico sem alvenaria com base nos valores das extensões registados pelos extensómetros.

Na Figura 4.3 estão representados os valores de extensão dos extensómetros localizados na secção A em função do deslocamento vertical imposto no alinhamento do pilar C1, sendo possível observar a ocorrência de um aumento súbito do valor das extensões do extensómetro E2E4\_BA para um valor de deslocamento vertical de 120 mm e 3500  $\mu\text{m}/\text{m}$  de extensão, indicando que foi atingida a cedência das armaduras e que ocorreu a formação de uma rótula plástica nesta secção.

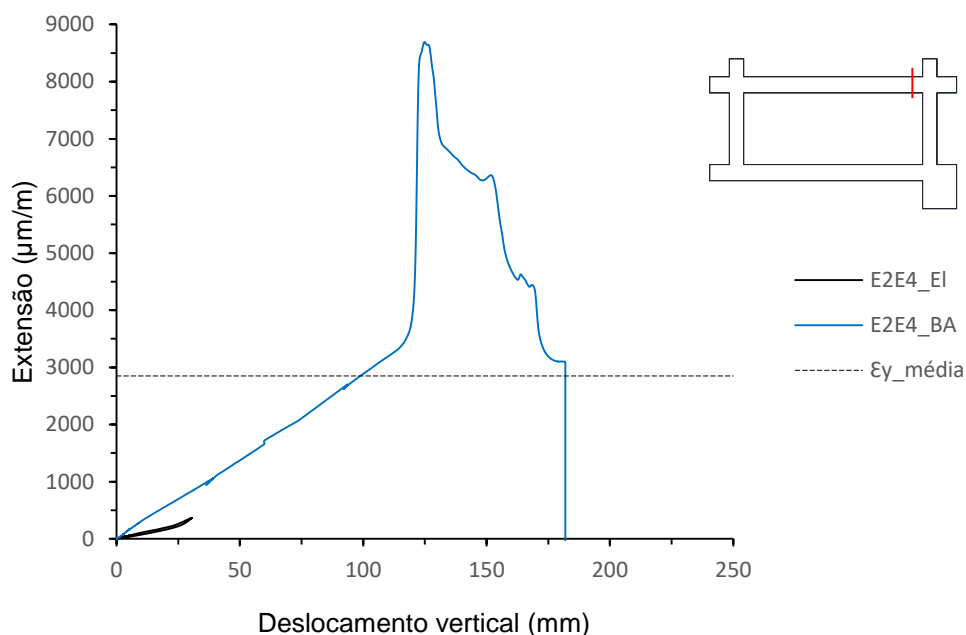


Figura 4.3 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção A.

Para o mesmo valor de deslocamento de 120 mm, ocorre a formação de outra rótula plástica, desta vez na secção E. Na Figura 4.4 estão representados dos diagramas extensão-deslocamento vertical referentes aos extensómetros localizados nesta secção, sendo possível verificar que para o referido deslocamento são registadas extensões próximas de 2000  $\mu\text{m/m}$  nos extensómetros E18E20\_BA e que estes valores se mantêm aproximadamente constantes para incrementos do deslocamento vertical, correspondendo à ocorrência da cedência das armaduras nesta secção.

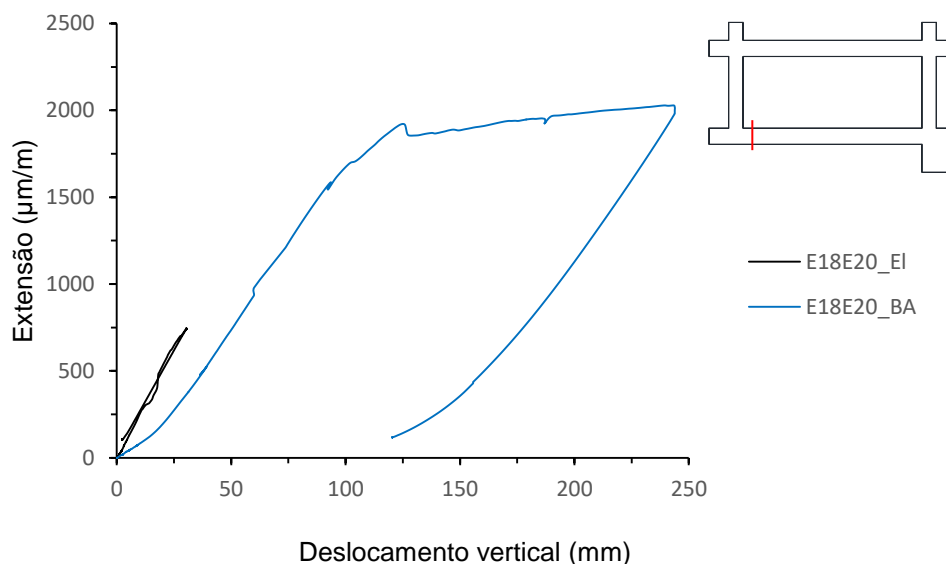


Figura 4.4 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção E.

De forma semelhante à secção A, na Figura 4.5 verifica-se um aumento súbito do valor da extensão, de 800  $\mu\text{m/m}$  para 1200  $\mu\text{m/m}$ , registada pelos extensómetros E22E34\_BA na secção F, para um deslocamento vertical imposto de 125 mm. No entanto, as extensões registadas atingem um valor máximo de 1650  $\mu\text{m/m}$  aos 190 mm, muito abaixo do valor da extensão de cedência.

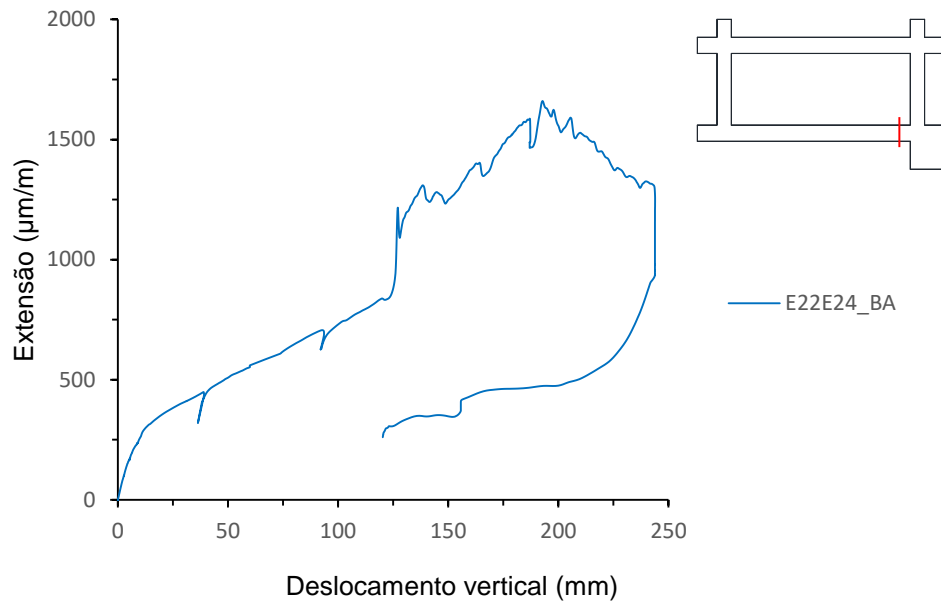


Figura 4.5 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F.

A análise do diagrama extensão-deslocamento relativa aos extensómetros da secção B na Figura 4.6 permite verificar uma vez mais que o aumento súbito do valor de extensão ocorre aos 120 mm de deslocamento vertical imposto, de 200  $\mu\text{m/m}$  para 270  $\mu\text{m/m}$ , correspondendo à formação da quarta rótula plástica e mantendo-se praticamente constante até ao fim do ensaio.

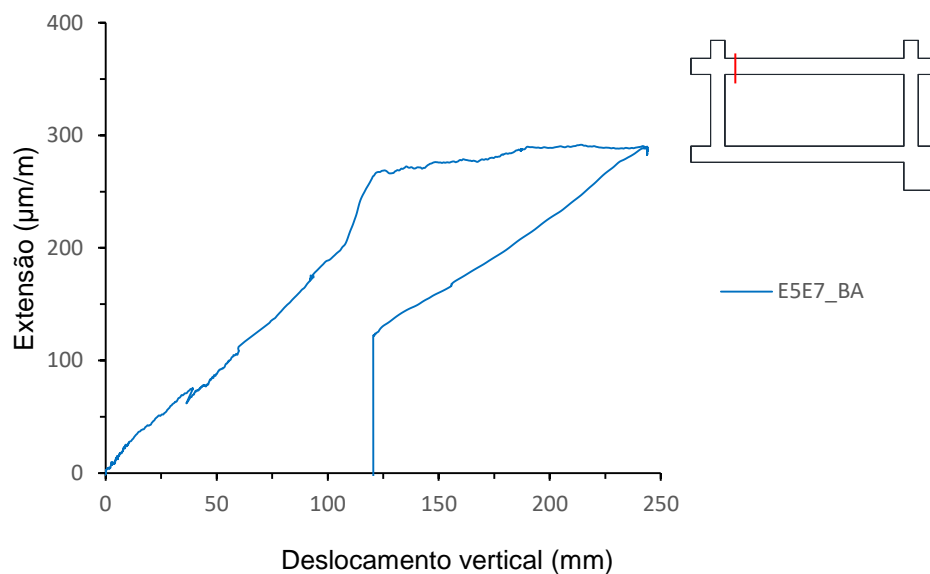


Figura 4.6 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção B.

No entanto, enquanto na secção A se verifica que os extensómetros atingem a extensão de cedência, nas restantes secções analisadas, nomeadamente as secções E, F e B, apesar de os diagramas extensão-deslocamento terem um comportamento semelhante, os valores de extensão revelam ser inferiores ao esperado.

O facto de muitos extensómetros não atingirem a extensão de cedência pode estar relacionado com os seguintes fatores: (i) as secções onde os extensómetros estão aplicadas não são as de esforços

máximos; (ii) o extensómetro pode ficar numa zona entre fendas; (iii) o extensómetro pode estar a registar leituras incorretamente, por exemplo por ter descolado do varão. Este último fator é sobretudo relevante nas leituras referentes aos ensaios dos pórticos de BA sem parede de alvenaria, cuja realização ocorre após já terem decorrido dois ensaios, podendo justificar o facto de os valores de extensão registados em algumas secções do pórtico serem abaixo do esperado.

De facto, a formação de quatro rótulas plásticas nas secções extremas das vigas superior e inferior do pórtico é bastante evidente, como já havia sido observado, apesar de as leituras registadas pelos extensómetros localizados nas secções E, F e B revelarem valores inferiores ao esperado.

### 4.3. Efeito da alvenaria tradicional (pórtico P1)

Na Figura 4.7 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento obtidos durante os ensaios do pórtico P1 nas seguintes condições: (i) sem preenchimento de alvenaria, em regime elástico, e até um deslocamento imposto de 30 mm (P1\_EI); (ii) com o pórtico preenchido com uma parede dupla de alvenaria tradicional, carregado até à rotura da mesma (P1\_AI); (iii) sem preenchimento de alvenaria, e impondo um deslocamento até à rotura do pórtico (P1\_BA). A comparação das curvas constantes da Figura 4.1 e Figura 4.7, relativas aos ensaios nas condições (i) e (iii), permite concluir que o comportamento global dos pórticos P1 e P4, sem preenchimento de alvenaria, é muito semelhante, sendo de referir que o primeiro desenvolveu, à semelhança do segundo, um mecanismo de colapso consistindo na formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas. A carga máxima registada durante o ensaio P1\_BA foi de 290 kN, tendo o ensaio decorrido até um deslocamento máximo de 235 mm, uma vez mais limitado pelo gabarito disponível pelo pórtico de travamento.

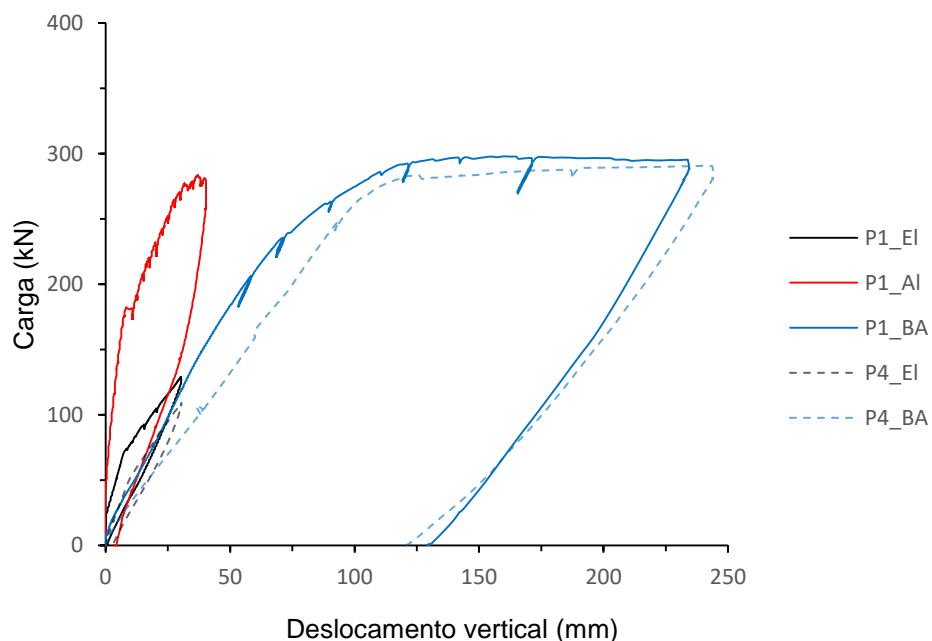


Figura 4.7 – Gráfico força-deslocamento dos ensaios relativos ao pórtico P1.

Analisando agora a curva correspondente ao ensaio P1\_AI na Figura 4.7 e comparando-a com as restantes, observa-se que a rigidez inicial do conjunto (pórtico/parede) é significativamente superior



(cerca de 160%) à do mesmo pórtico isolado, mesmo antes da ocorrência da primeira fendilhação. De facto, para um deslocamento de 10 mm, registou-se no ensaio P1\_AI uma carga de 180 kN, 2,6 vezes superior em comparação com o ensaio P1\_BA. Este aumento da rigidez revela ser ligeiramente inferior ao registado nos ensaios experimentais realizados em condições semelhantes por Brodsky e Yankelevsky (2017) de 208%.

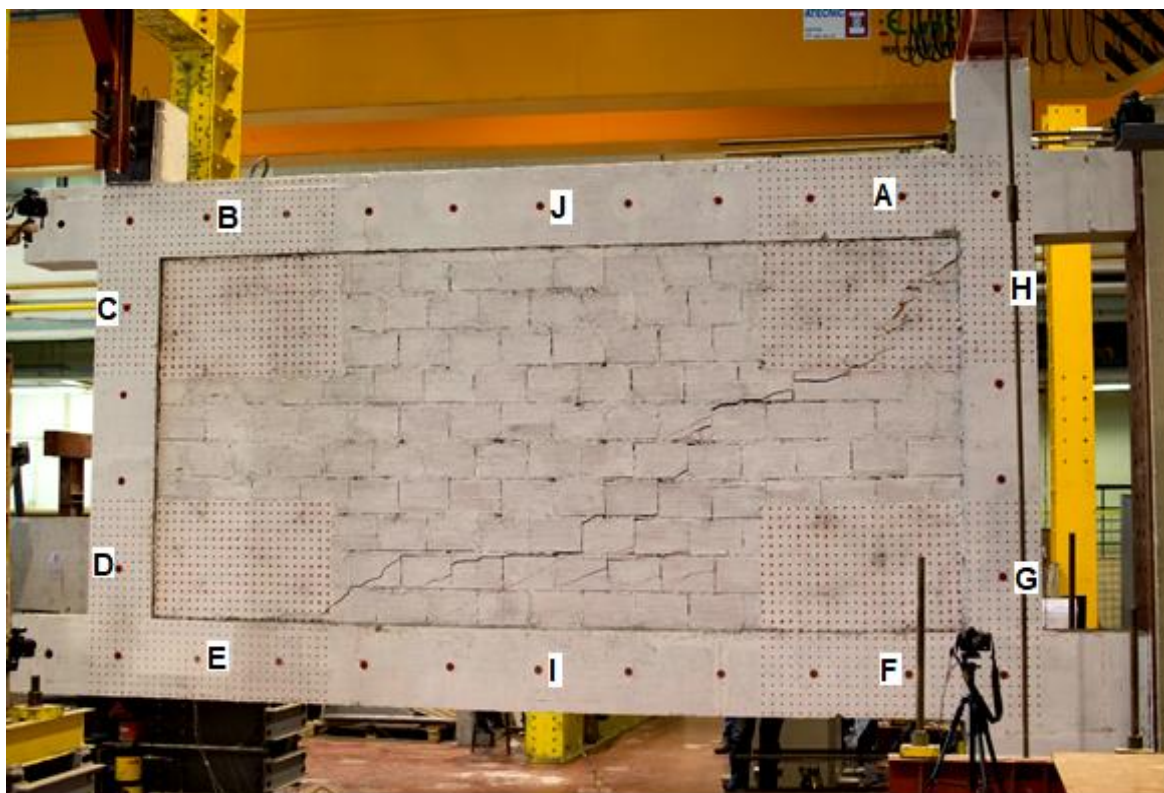
A mesma curva relativa ao ensaio P1\_AI permite ainda constatar que para uma carga de ensaio de cerca de 180kN, se dá um aumento instantâneo do deslocamento (de 6 mm para 12 mm), sem que neste processo se registre um aumento da carga de ensaio. Este instante corresponde à formação das primeiras fendas na alvenaria e ao início da formação da escora de compressão. Verifica-se que a partir deste instante a rigidez do conjunto diminui, permanecendo, no entanto, superior à do ensaio P1\_BA em fase fendilhada. Para um deslocamento imposto de 6 mm no ensaio P1\_AI, a rigidez do conjunto começa então a diminuir rapidamente devido à degradação da resistência da parede de alvenaria, acabando o esmagamento da mesma por ocorrer para um deslocamento de 40 mm e atingindo-se uma carga máxima de 280 kN.

Na Figura 4.8 apresentam-se três fotografias registadas no final do ensaio, sendo possível observar a escora de compressão que se desenvolveu no interior da parede de alvenaria e a ocorrência do seu esmagamento no canto superior direito junto à parede de reação (Figura 4.8 (c))

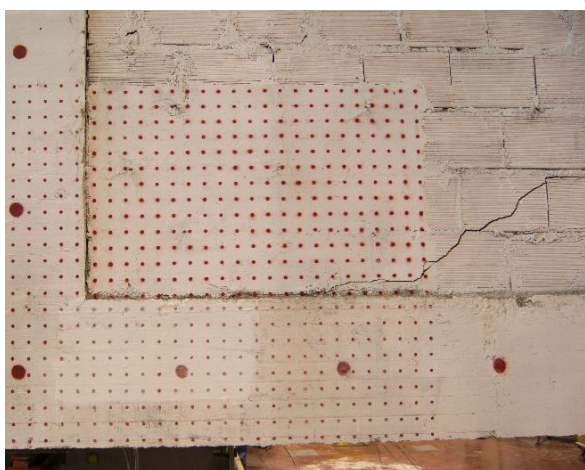
A distorção do pórtico conduz à compressão da parede de alvenaria originando uma escora diagonal de compressão que une cantos opostos do pórtico, permitindo a transmissão de esforços ao longo da parede de alvenaria, e o destacamento da interface parede-pórtico nos cantos não comprimidos. Quando é excedida a capacidade da alvenaria observa-se a formação de uma fissura diagonal que percorre toda a altura da parede, continuando a carga a ser transmitida pela parte intacta da alvenaria.

De facto, a introdução de uma parede de alvenaria de preenchimento do interior de um pórtico de BA, altera significativamente o comportamento estrutural do mesmo, tal como havia sido evidenciado por outros investigadores (Tiago e Júlio, 2010; Cachado *et al.*, 2012; Li *et al.*, 2016; Brosky e Yankelevsky, 2017).

Repare-se que as extensões nas armaduras longitudinais da viga inferior V2 e do pilar C2 (ver Figura 4.9, 4.10 e 4.11) são significativamente elevadas na presença de uma parede de alvenaria de tijolo tradicional comparativamente às extensões verificadas no ensaio sem parede de alvenaria, uma vez que a viga e o pilar terão que absorver as componentes horizontal e vertical, respetivamente, do esforço normal transmitido pela escora de compressão.



a)



b)



c)

Figura 4.8 - Rotura da parede de alvenaria do pórtico 1 a) imagem geral, b) pormenor do canto inferior esquerdo e c) pormenor do canto superior direito (adaptado de Robust Brick (2016)).

Em particular, as extensões dos varões tracionados na secção F, cujos diagramas extensão-deslocamento vertical se encontram na Figura 4.9, registadas pelos extensómetros E22E24\_AI revelam atingir valores próximos de 2000  $\mu\text{m}/\text{m}$  para 40 mm de deslocamento vertical, superiores aos valores registados pelos mesmos extensómetros no ensaio realizado no pórtico de BA sem alvenaria (E22E24\_EI no ensaio em regime elástico e E22E24\_BA no ensaio que decorreu para deslocamentos superiores) cujos valores de extensão para o mesmo deslocamento foram 1400  $\mu\text{m}/\text{m}$ . A secção F revelou ainda ser a secção onde foram registados maiores valores de extensão das armaduras no ensaio em que foi considerada a parede de alvenaria, sendo por isso aquela que está sujeita a maiores deformações.



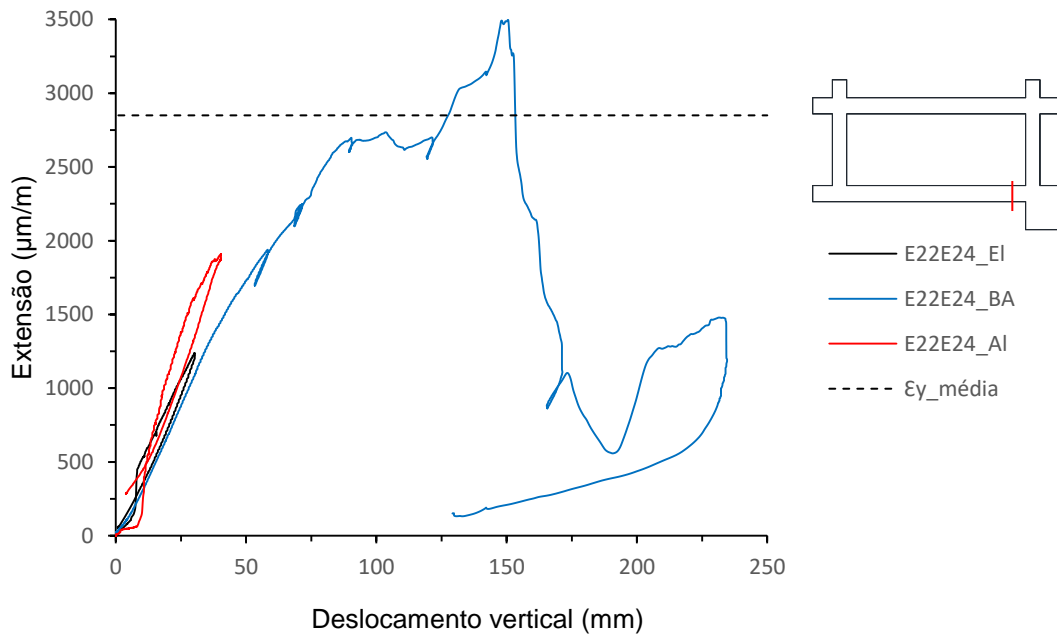


Figura 4.9 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F.

Observando os diagramas extensão-deslocamento vertical registados pelos extensómetros na secção I apresentados na Figura 4.10, verifica-se que os valores das extensões, apesar de serem inferiores aos registados na secção F, são substancialmente superiores na presença da parede de alvenaria, atingindo valores máximos de 700 µm/m, por comparação com os valores de extensão registados no ensaio sem parede de alvenaria de 250 µm/m, para o mesmo deslocamento, dados pelos extensómetros E33E35\_BA.

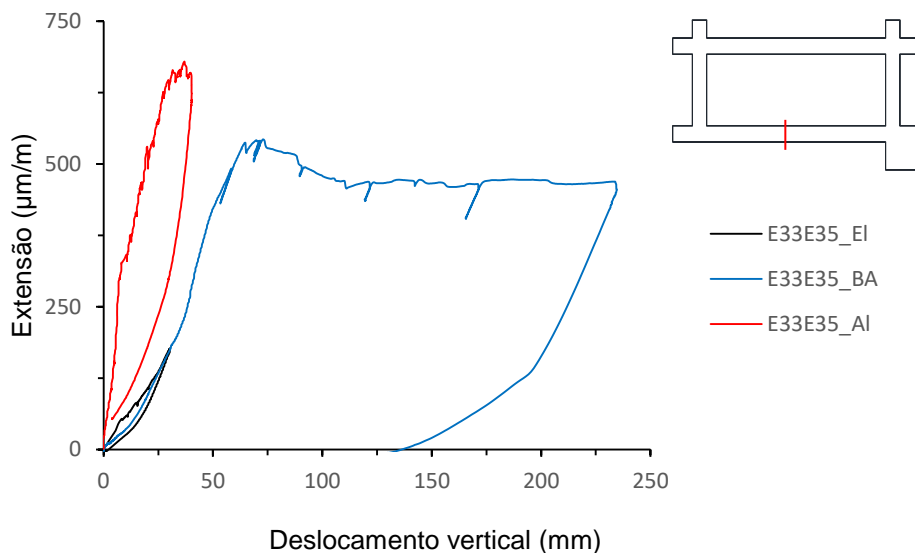


Figura 4.10 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção I.

Observando os diagramas extensão-deslocamento vertical registados pelos extensómetros na secção G do pilar C2 apresentados na Figura 4.11, verifica-se que as extensões das armaduras no ensaio com alvenaria tradicional, nomeadamente registadas pelo extensómetro E25E27\_AI, são

significativamente superiores às extensões registadas pelo extensómetro E25E27\_BA no ensaio realizado sem alvenaria, indicando que o pilar C2 é mais solicitado no primeiro caso.

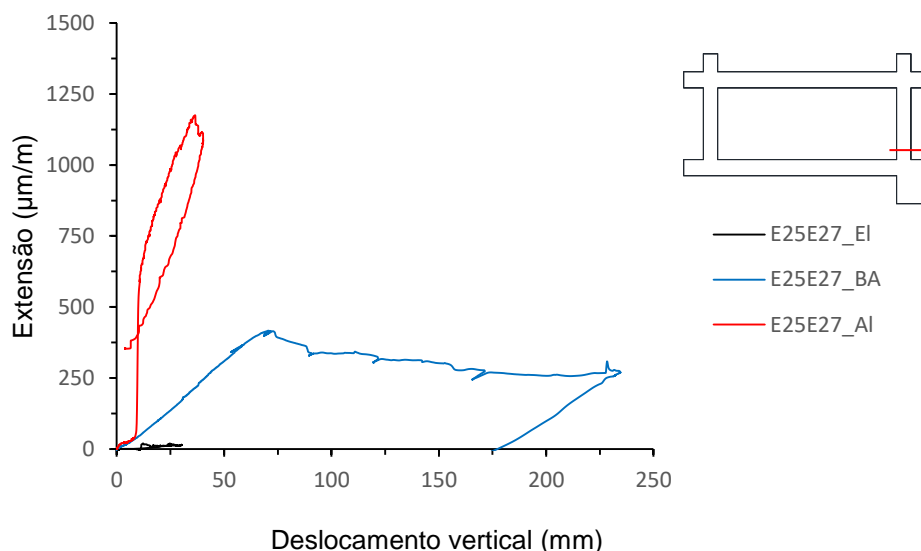


Figura 4.11 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção G.

Por outro lado, as extensões nas armaduras longitudinais de parte da viga superior V1 e do pilar C1 são inferiores no ensaio realizado com parede de alvenaria tradicional comparativamente ao ensaio sem alvenaria. De facto, à exceção das extensões registadas na secção A cujos valores são muito semelhantes nos ensaios com e sem parede de alvenaria, os diagramas extensão-deslocamento vertical relativo às secções J, B, C e D revelam que os valores de extensão são inferiores no ensaio relativo ao pórtico preenchido com a parede de alvenaria tradicional (P1\_AI) por comparação com os valores obtidos no ensaio realizado no pórtico sem qualquer parede de alvenaria (P1\_BA).

Em particular, os diagramas extensão-deslocamento vertical dos vários ensaios relativos às secções J, C e D, apresentados nas Figura 4.12, 4.13 e 4.14, respetivamente, revelam que as extensões registadas pelos extensómetros E38E40 na secção J, E9E11 na secção C e E13E15 na secção D no ensaio realizado no pórtico preenchido com alvenaria tradicional são inferiores às registadas no ensaio realizado sem alvenaria, atingindo valores inferiores a 500 µm/m na secção J e inferiores a 1000 µm/m nas secções C e D. Estes resultados indicam que estas secções estão menos solicitadas, assumindo deste modo um papel menos relevante no encaminhamento da carga à restante estrutura quando é incluída uma parede de alvenaria tradicional no comportamento do pórtico de BA.

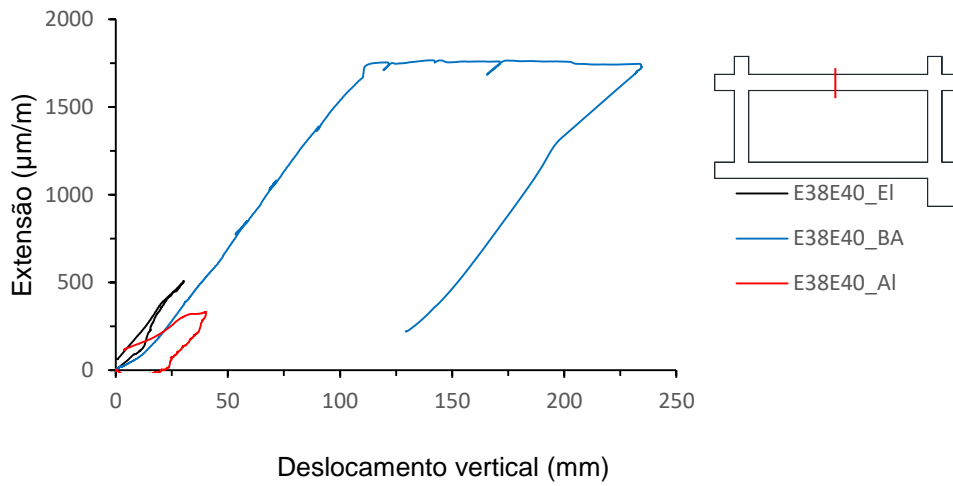


Figura 4.12 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção J.

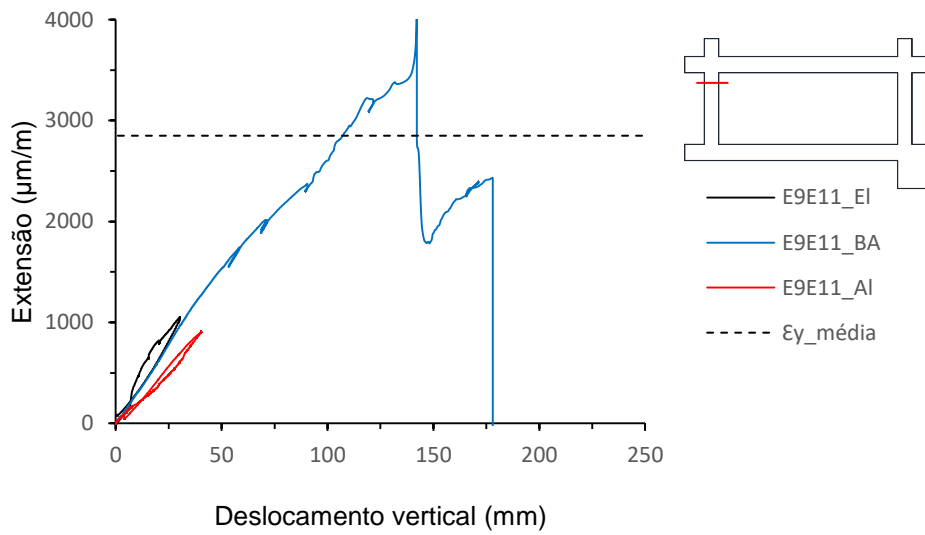


Figura 4.13 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção C.

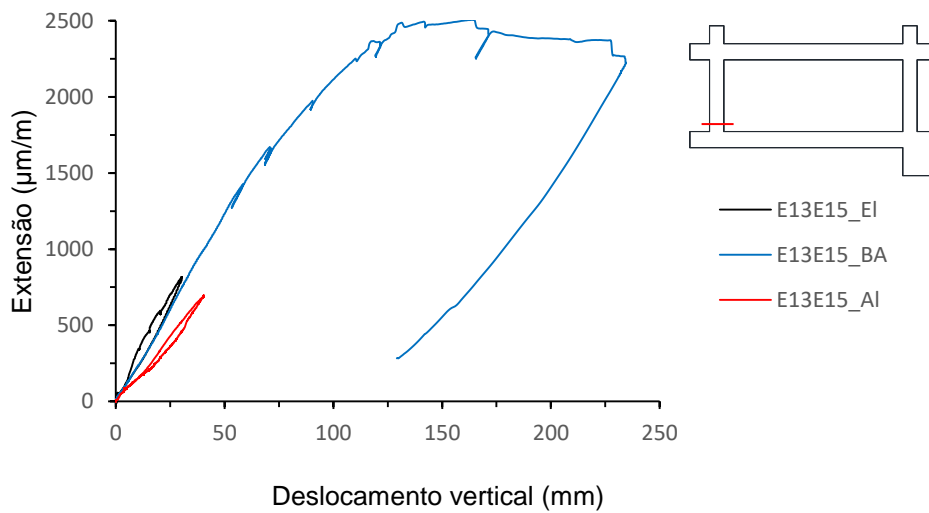


Figura 4.14 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção D.

Os resultados obtidos dos diagramas relativos aos vários ensaios realizados no pórtico P1 de BA estão de acordo com o modelo de escora equivalente, realçando que, quando é introduzida uma parede de alvenaria de tijolo tradicional no pórtico de BA, a transmissão de cargas deixa de ser assegurada pela viga V1 e pelo pilar C1, passando a ser transmitidas pela parede de alvenaria, através da diagonal que une os cantos comprimidos, ao resto da estrutura. De facto, na Figura 4.8 (a) observa-se a formação de uma fissura que parte da viga inferior próxima do ponto de aplicação da carga e termina no nó do pilar C1 com a viga V1, marcando o caminho percorrido pelas cargas transmitidas através da parede de alvenaria.

#### 4.4. Efeito da alvenaria térmica (pórtico P3)

Na Figura 4.15 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento relativos ao ensaio do pórtico P3, testado em condições semelhantes às do pórtico P1. Volta-se a referir que, neste caso, entre os dois ensaios do pórtico P3 sem preenchimento de alvenaria, o pórtico foi preenchido e ensaiado com uma parede simples de alvenaria térmica aparelhada com junta descontínua (P3\_AI). A análise das curvas relativas aos ensaios dos pórticos sem preenchimento de alvenaria (P3\_EI e P3\_BA) permitem concluir, uma vez mais, sobre a semelhança entre o comportamento global dos protótipos P3 e P1, e, por conseguinte, também do P4. Conclui-se assim que se podem explicar as diferenças de comportamento exibidas pelos pórticos durante os ensaios com preenchimentos de alvenaria com base nas tipologias das mesmas.

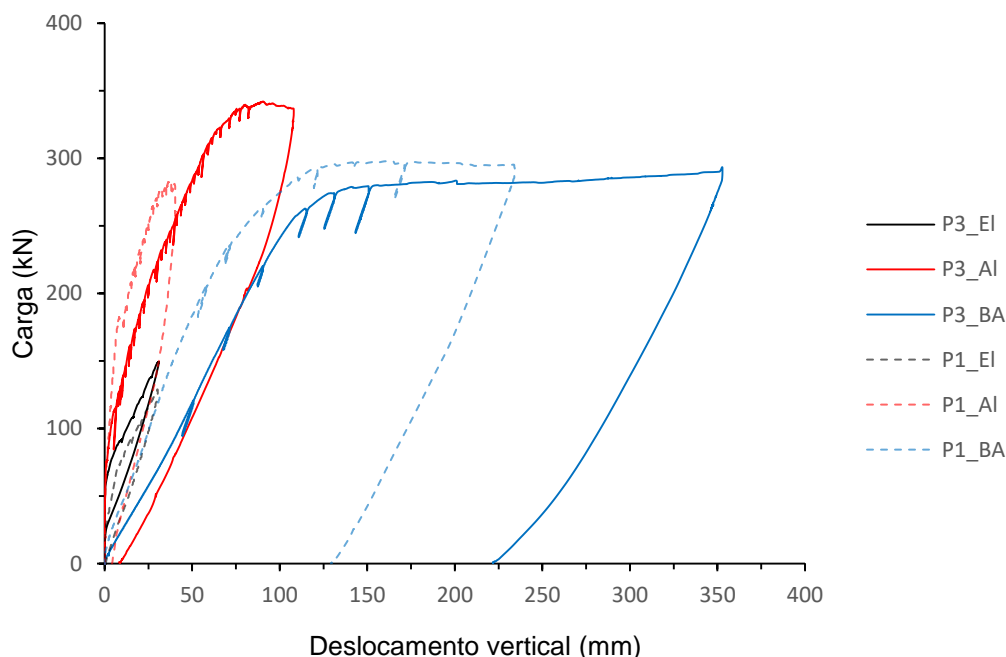


Figura 4.15 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios relativos ao pórtico 3.

A análise da curva P3\_AI na Figura 4.15 permite concluir que o pórtico P3, preenchido com uma parede de alvenaria de tijolo térmico, exibe uma vez mais uma rigidez superior à da estrutura simples de betão armado, semelhante à do pórtico preenchido com alvenaria dupla de tijolo tradicional (P1\_AI). Verifica-se no entanto no ensaio P3\_AI, uma degradação gradual de rigidez até à rotura, logo a partir dos 75 kN,

ao invés da súbita, observada no ensaio P1\_AI para uma carga de 100 kN acima, aquando da ocorrência das primeiras fendas na alvenaria.

Esta perda de rigidez do pórtico no ensaio P3\_AI é, como se referiu, sobretudo gradual, até deslocamentos impostos da ordem dos 60 mm, agravando-se significativamente a partir daí e até um deslocamento imposto de 80 mm, altura em que se atinge a carga máxima de ensaio, correspondente a 340 kN. A Figura 4.15 permite ainda observar que, durante esta fase, a rigidez do conjunto pórtico/parede apresenta tendência para se aproximar da rigidez do pórtico isolado (P3\_BA), tendência nunca observada durante o ensaio P1\_AI.

Observa-se também por comparação dos ensaios P1\_AI e P3\_AI, e mesmo tendo em conta que as suas armaduras foram sobredimensionadas para que os mesmos não experimentassem danos significativos durante os ensaios com preenchimentos, que o efeito da alvenaria térmica com junta descontínua permite aumentar a resistência do conjunto em cerca de 20%, situação não observada para o efeito da alvenaria tradicional.

A Figura 4.15 permite ainda observar que, após se atingir a carga máxima do ensaio P3\_AI, a degradação da resistência do conjunto é relativamente rápida e que a estrutura de alvenaria apresenta também ductilidade reduzida, ainda que superior à do ensaio P1\_AI. O ensaio P3\_AI foi terminado e o conjunto descarregado quando o deslocamento vertical imposto era 110 mm, altura em que se começava a dar a rotura generalizada dos blocos de alvenaria. A razão para o término do ensaio foi não se quererem impor ao protótipo danos significativos que inviabilizassem a realização do ensaio seguinte.

A comparação dos resultados obtidos nestes ensaios revela também que a rotura da alvenaria tradicional ocorre para um deslocamento vertical de 40 mm, muito inferior quando comparado com o deslocamento registado aquando da rotura da alvenaria térmica no pórtico P3, de 110 mm.

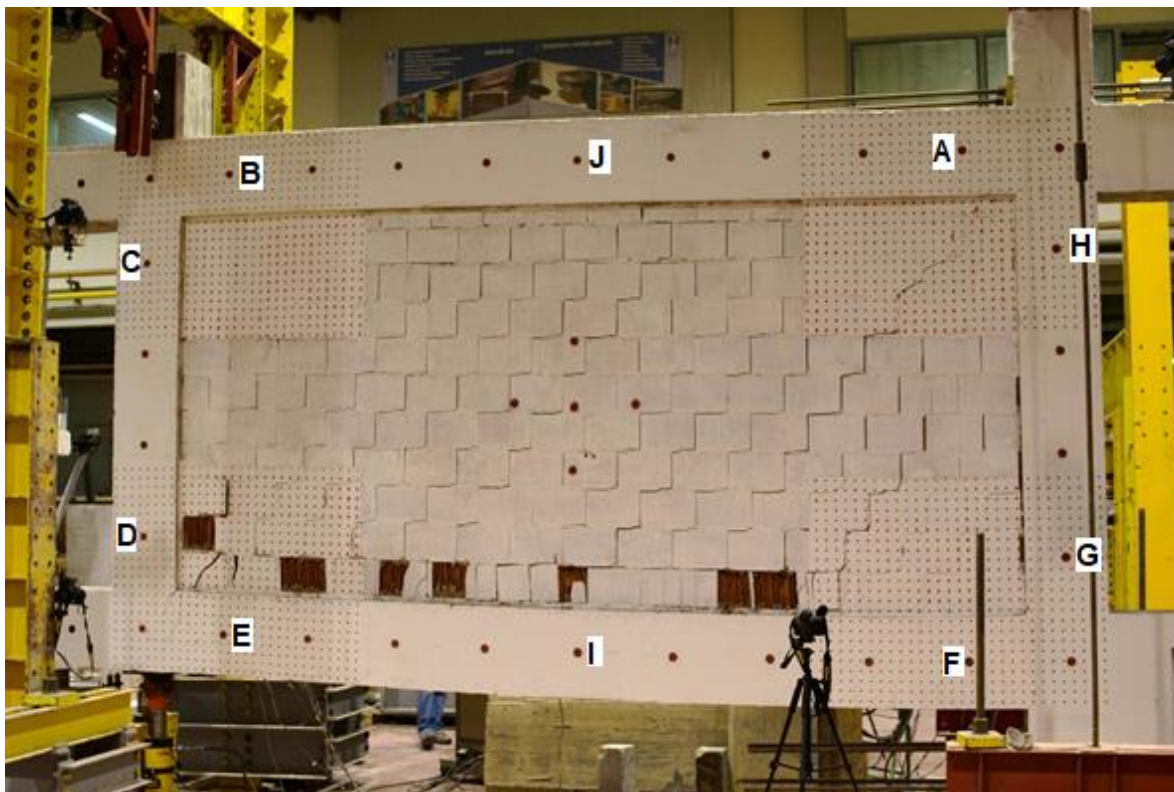
As diferenças no comportamento global exibido pelos dois sistemas estruturais podem ser explicadas com base no comportamento e propriedades mecânicas das alvenarias que os constituem. Do ponto de vista da degradação da rigidez, mais inicial e gradual no caso em que o preenchimento do pórtico foi efetuado com alvenaria térmica, a diferença de comportamentos pode ser explicada com base no tipo de aparelhagem. De facto, a alvenaria de tijolo térmico, ao contrário da alvenaria de tijolo tradicional, possui juntas verticais do tipo seco, sendo os tijolos dispostos horizontalmente através de ligações macho-fêmea. Este tipo de junta vertical seca faz com que as tensões se desenvolvam sobretudo ao longo das juntas horizontais, provocando a sua fendilhação prematura e a consequente perda de rigidez mais precoce do sistema estrutural.

Do ponto de vista da resistência, verificou-se no capítulo 3, que a resistência à compressão do tijolo térmico e dos correspondentes provetes tripletos, são cerca de quatro vezes (secção 3.6.4) e duas vezes superiores (secção 3.6.6), respetivamente, às resistências homólogas de elementos e provetes de alvenaria tradicional, o que permite explicar a contribuição mais significativa da alvenaria térmica para a resistência do conjunto. Repare-se no entanto, e como se referiu, que esta alvenaria é bastante mais deformável. A ligação mais fraca e deformável entre os tijolos térmicos permite o seu rearranjo à

medida que é aplicada a força e deslocamento vertical à estrutura. O aumento do deslocamento no ponto de aplicação da carga conduz a um aumento das deformações do pórtico e a junta do tipo seco permite o rearranjo dos tijolos por forma a acomodar as deformações provocadas pela distorção do pórtico. Isto faz com que a rotura da alvenaria ocorra não só para cargas superiores como para deslocamentos superiores por comparação ao caso da alvenaria tradicional.

Na Figura 4.16 são apresentadas três fotografias registadas no final do ensaio P3\_AI. Ao contrário do observado no ensaio P1\_AI, em que se observou a formação de uma única escora de compressão no seio da parede de alvenaria entre os cantos comprimidos do pórtico (ver Figura 4.8), neste ensaio observa-se o desenvolvimento de múltiplas pequenas estruturas de compressão, distanciadas entre si de aproximadamente 300 mm, correspondente à largura dos tijolos. Repare-se também que, neste caso, a fendilhação raramente atravessa os tijolos, concentrando-se preferencialmente ao longo das juntas (horizontais e verticais), o que permite tirar maior partido da resistência dos mesmos.

A Figura 4.16 revela também que o mecanismo de rotura da parede de alvenaria de tijolo térmico é completamente distinto do da parede de alvenaria tradicional. Neste último caso a rotura ocorreu, conforme descrito na literatura, por esmagamento do material junto ao canto superior comprimido. Já no primeiro caso, embora tenha sido mais evidente no canto inferior comprimido, assistiu-se a uma rotura generalizada da primeira fiada de tijolos colocados sobre a viga inferior.



a)

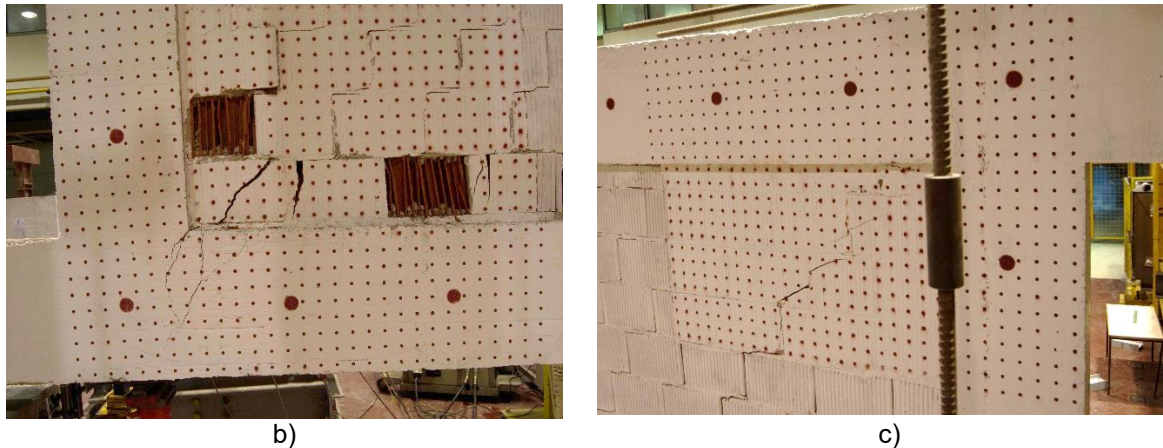


Figura 4.16 - Rotura da parede de alvenaria do p3 a) imagem geral, b) pormenor do canto inferior esquerdo e c) pormenor do canto superior direito (adaptado de Robust Brick (2016)).

Uma análise das extensões registadas nas armaduras das várias secções monitorizadas durante os ensaios permite ajudar a compreender melhor o efeito da alvenaria térmica no p3 e estabelecer a comparação com a alvenaria tradicional.

De uma forma geral, as extensões registadas nos varões nas várias secções monitorizadas atingem valores superiores no ensaio P3\_AI comparativamente com o ensaio P1\_AI, uma vez que, no primeiro caso, o ensaio decorre para valores de deslocamento e de carga superiores. No entanto, analisando o comportamento de ambos os p3 para os mesmos valores de deslocamento vertical imposto, verifica-se que os valores de extensão são muito semelhantes em ambos os ensaios em praticamente todas as secções.

Nas Figura 4.17 e 4.18 são apresentados os diagramas extensão-deslocamento vertical respeitantes às secções E e F, respetivamente, localizadas nas extremidades da viga inferior. Deles é possível observar que as extensões registadas pelos extensómetros E18E20 e E22E24 são substancialmente superiores no ensaio em que é considerada a parede de alvenaria térmica, à semelhança do verificado no ensaio homólogo realizado no p1, por comparação com o ensaio sem alvenaria. Estes resultados são semelhantes aos obtidos no p3\_AI para os mesmos valores de deslocamento imposto, indicando que a viga inferior absorve uma vez mais a componente horizontal do esforço normal transmitido pelas escoras de compressão.

Também é possível observar que as extensões registadas no final do ensaio com alvenaria são superiores neste ensaio comparativamente ao ensaio com alvenaria tradicional, atingindo no primeiro caso valores de  $1500 \mu\text{m/m}$  na secção E (ver Figura 4.17) e de  $3200 \mu\text{m/m}$  na secção F (ver Figura 4.18), ocorrendo a plastificação das armaduras nesta ultima secção, uma vez que, como já foi referido, o ensaio decorreu para valores de carga e de deslocamento imposto superiores.

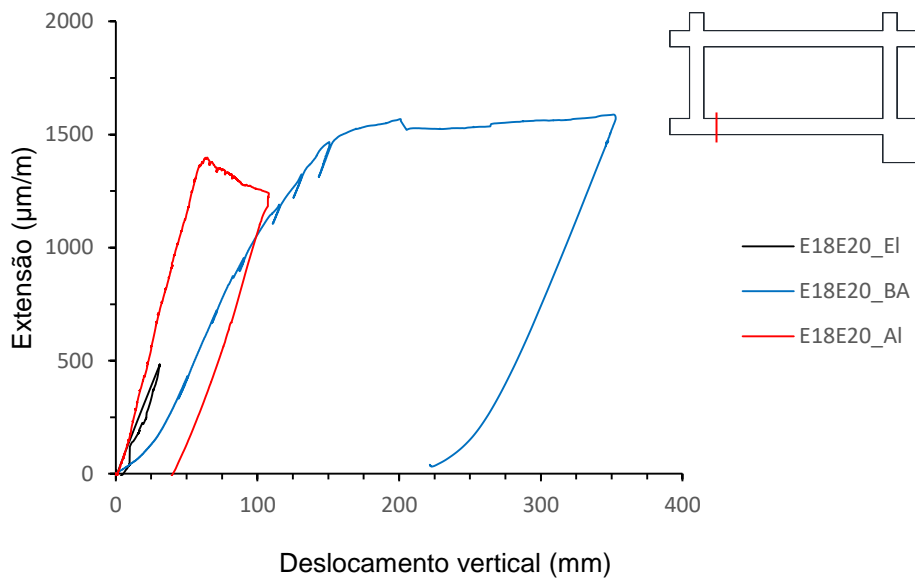


Figura 4.17 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção E.

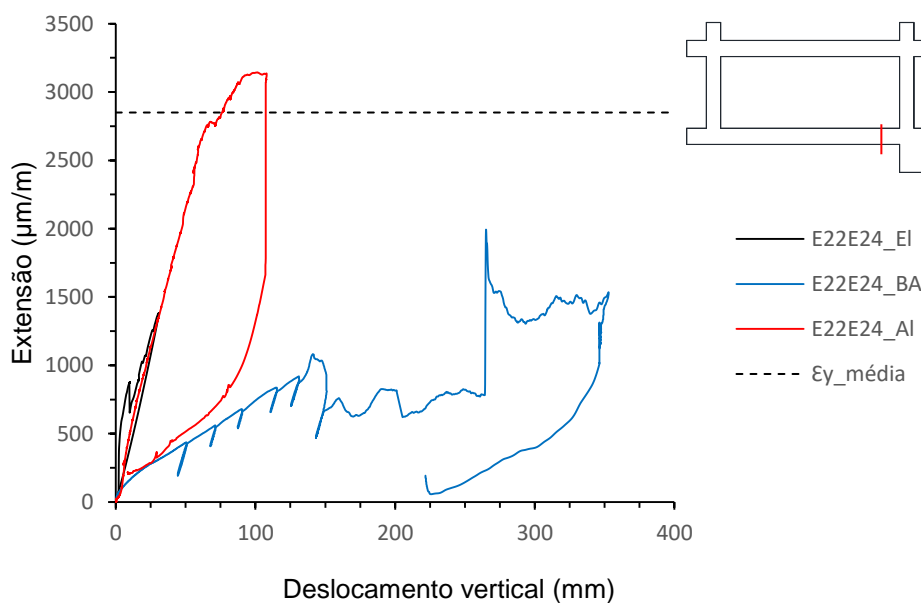


Figura 4.18 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F.

A diferença entre o comportamento dos dois sistemas está nos esforços resistidos pela viga superior do pórtico, que por sua vez se refletem nas extensões registadas na secção B. As extensões registadas pelos extensómetros E5E7 na referida secção revelam que os valores são substancialmente superiores na presença da parede de alvenaria térmica por comparação com o ensaio sem alvenaria, como demonstram os diagramas extensão-deslocamento vertical relativo apresentados na Figura 4.19, ao contrário do observado no ensaio do pórtico P1 em que as extensões registadas nas secções da viga V1 eram inferiores na presença da parede de alvenaria tradicional comparando com o ensaio sem alvenaria.



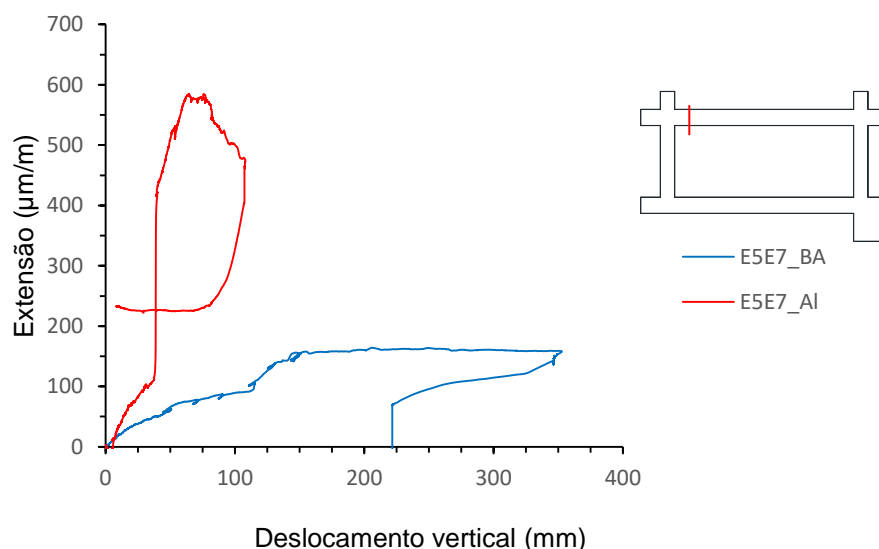


Figura 4.19 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção B.

Estes resultados mostram a diferença do comportamento do sistema estrutural quando se considera uma parede de alvenaria de tijolo térmico ao invés de tijolo tradicional, indicando que, no primeiro caso, a viga superior é mais solicitada e participa mais ativamente na transmissão de esforços à restante estrutura. De facto, o mecanismo formado deixa de ser o de uma escora diagonal equivalente para passar a ser o de múltiplas escoras distribuídas por toda a parede de alvenaria, transmitindo as cargas por praticamente todo o comprimento das vigas.

#### 4.5. Efeito da alvenaria térmica com armadura de junta (pórtico P4)

Na Figura 4.20 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento obtidos no decurso do ensaio do protótipo P4. O comportamento do mesmo sem o efeito da alvenaria de preenchimento foi já discutido na secção 4.2, pelo que se passa diretamente à análise do seu comportamento sob o efeito de uma parede de enchimento em alvenaria térmica aparelhada com junta descontínua reforçada com armadura Murfor Compact I (curva P4\_AI).

À semelhança do que se havia observado no ensaio P3\_AI, também no ensaio P4\_AI a perda de rigidez inicial é precoce quando comparada com a do ensaio P1\_AI (com alvenaria tradicional), devido ao aparecimento das primeiras fissuras na parede de alvenaria para um deslocamento de cerca de 5 mm e uma carga aplicada aproximada de 90 kN. No ensaio P4\_AI, para uma carga de 130 kN e deslocamento de 10 mm, ocorre uma diminuição significativa da rigidez do sistema devido ao aparecimento de uma fissura ao longo de uma junta horizontal da parede de alvenaria, ilustrada na Figura 4.21. Daí em diante, e para sucessivos aumentos do deslocamento imposto, observa-se uma degradação contínua da rigidez, associada à formação de múltiplas fissuras diagonais espaçadas aproximadamente de 600 mm, o equivalente à largura de 2 tijolos.

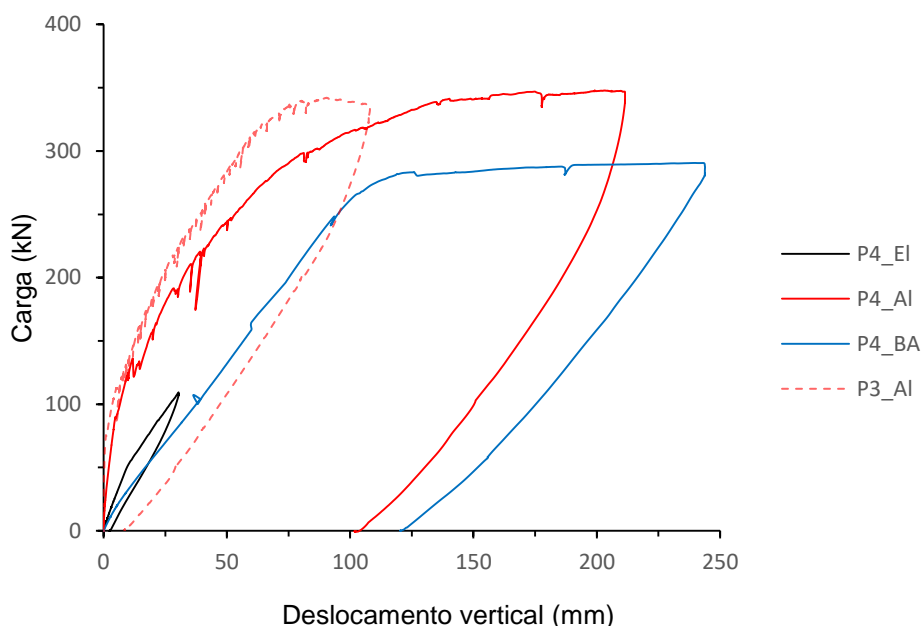


Figura 4.20 - Gráfico força-deslocamento dos ensaios relativos ao pórtico 4.

No entanto, neste caso, e em contraste com os restantes (P1\_AI e P3\_AI), o sistema estrutural nunca chegou a exibir rigidez negativa durante todo o ensaio. Na dificuldade de estabelecer um critério de paragem do mesmo, decidiu-se terminar o teste P4\_AI quando a rigidez do sistema era aparentemente nula e a alvenaria denotava danos severos. A carga máxima de 350 kN foi registada para um deslocamento de 150 mm tendo-se mantido aproximadamente constante até ao final do ensaio quando o deslocamento imposto era de 215 mm. Observou-se ainda, e em comparação com o ensaio P4\_BA, um aumento de resistência de cerca 20%.

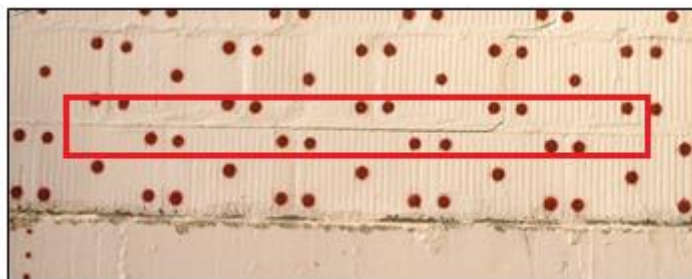


Figura 4.21 - Fissura ao longo da primeira junta horizontal da parede de alvenaria.

De uma forma geral, o comportamento dos pórticos P3 e P4 preenchidos com as respetivas alvenarias é muito semelhante até aos 110 mm. A diferença de comportamento global entre ambos é sobretudo significativa para deslocamentos superiores a este patamar. Enquanto no ensaio P3\_AI se verifica uma perda da capacidade resistente, devido à rotura frágil dos tijolos da primeira fiada em contacto com a viga inferior (ver Figura 4.16), no ensaio P4\_AI, verifica-se um aumento gradual, ainda que pequeno, da capacidade resistente até aos 350 kN para incrementos do deslocamento vertical. A capacidade máxima do pórtico registada no ensaio P4\_AI é muito próxima da registada no ensaio P3\_AI, indicando

que o tipo de tijolo empregue na construção da alvenaria é um fator determinante para a resistência do conjunto. A armadura de junta no pórtico P4 tem efeito sobretudo na ductilidade do mesmo.

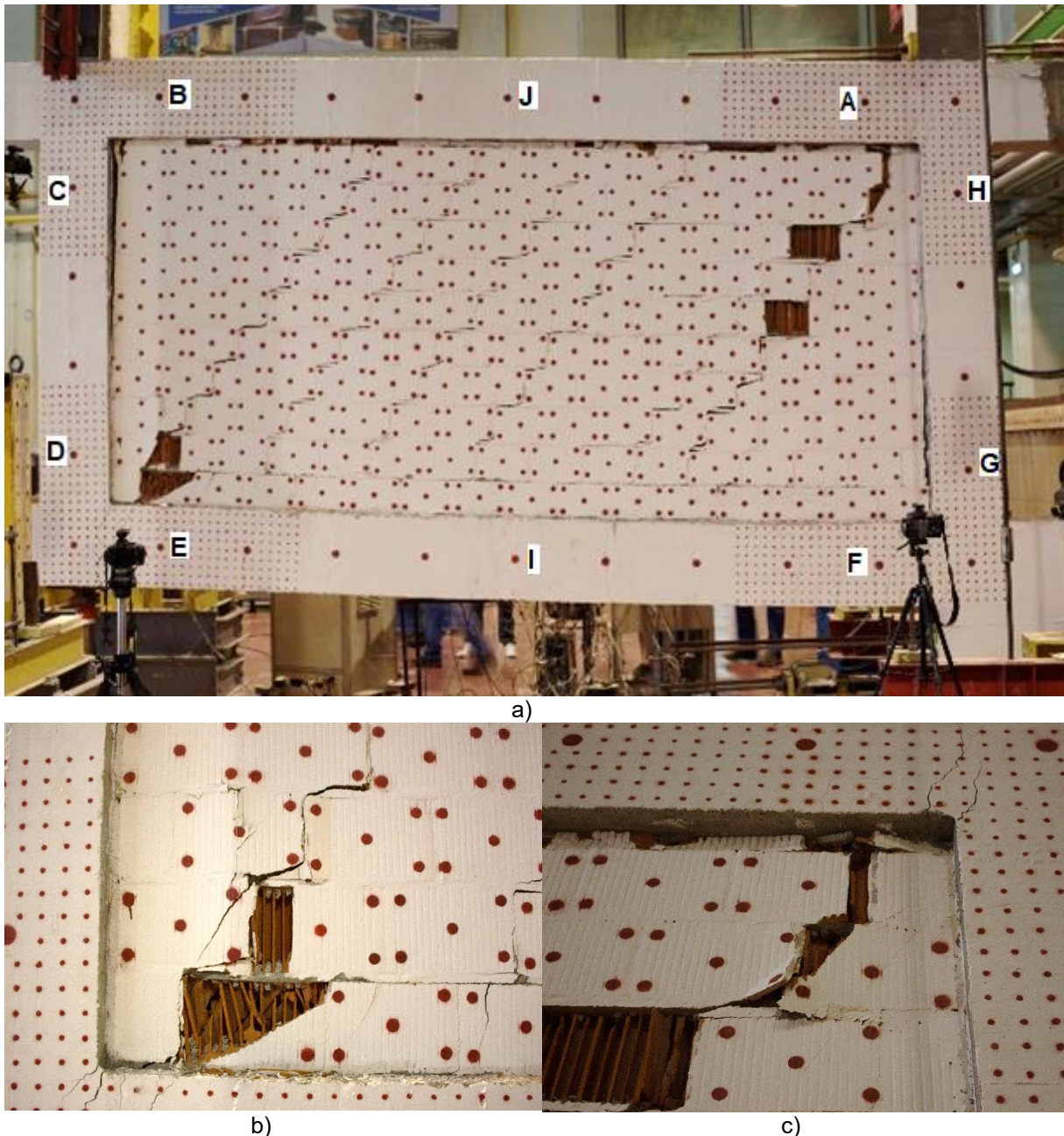


Figura 4.22 - Rotura da parede de alvenaria do pórtico 4 a) imagem geral, b) pormenor do canto inferior esquerdo e c) pormenor do canto superior direito.

Na Figura 4.22 apresentam-se várias fotografias registadas no final do ensaio P4\_AI. Podem observar-se 4 escoras principais de compressão paralelas com uma largura equivalente à de dois tijolos. A exceção é a escora mais próxima da parede de reação cuja largura aparenta ser o dobro da das restantes. Na mesma figura é também possível observar o nível de dano da parede, com o esmagamento evidente dos tijolos junto aos cantos comprimidos do pórtico, bem com na última feira em contacto com a viga superior. No entanto, e como se comprova do diagrama carga-deslocamento relativo ao ensaio P4\_AI, o sistema estrutural manteve a capacidade de carga constante, mesmo quando se incrementava o deslocamento imposto até cerca de 215 mm, exibindo portanto aquilo que

se considera um comportamento dúctil. Admite-se que a armadura de junta é responsável por este comportamento na medida em que permite absorver as tensões de tração que se desenvolvem na direção aproximadamente perpendicular à da formação das escoras de compressão. A Figura 4.23 ajuda a sustentar esta hipótese, verificando-se que no final do ensaio, a armadura de junta, exposta nos tijolos que haviam esmagado, se encontrava fortemente tracionada. Note-se ainda que o ensaio P4\_AI foi terminado sem que se tivesse explorado a ductilidade máxima do sistema, uma vez que, e conforme já se referiu, era necessário aferir também a capacidade resistente do pórtico sem preenchimento de alvenaria.



*Figura 4.23 - Armadura de junta "Murfor Compact I" tracionada no final do ensaio.*

Uma vez que o comportamento inicial do pórtico de BA preenchido com a parede de alvenaria térmica é semelhante ao do pórtico de BA preenchido com a mesma alvenaria mas com armadura de junta, é expectável que os valores das extensões sejam semelhantes nos dois ensaios (P3\_AI e P4\_AI), para os mesmos valores de deslocamento, até 110 mm. No entanto, o ensaio P4\_AI prossegue para valores de deslocamento superiores, registando conseqüentemente extensões significativamente superiores nas várias secções monitorizadas por comparação às registadas no ensaio P3\_AI.

Nas Figura 4.24 e 4.25 estão apresentados os diagramas extensão-deslocamento vertical relativos às secções E e F, respetivamente, nos quais é possível observar que os valores registados pelos extensómetros E18E20\_AI e E22E24\_AI são semelhantes aos registados no ensaio P3\_AI para os mesmos valores de deslocamento imposto. A principal diferença está em deslocamentos superiores, para os quais, como já foi referido anteriormente, o sistema estrutural assume um comportamento dúctil. De facto, na Figura 4.24 é possível verificar que, atingida a extensão de 1850  $\mu\text{m}/\text{m}$  aos 75 mm, esta permanece constante indicando a plastificação das armaduras na secção E. Analogamente, aos 85 mm ocorre a plastificação das armaduras na secção F, registando extensões de 3000  $\mu\text{m}/\text{m}$  e ultrapassando este valor para incrementos de deslocamento imposto (ver Figura 4.25).



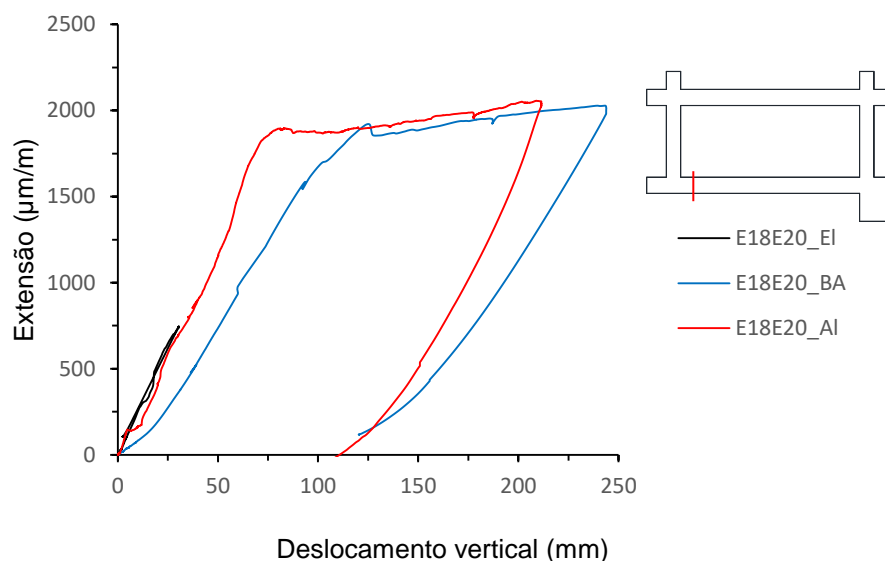


Figura 4.24 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção E.

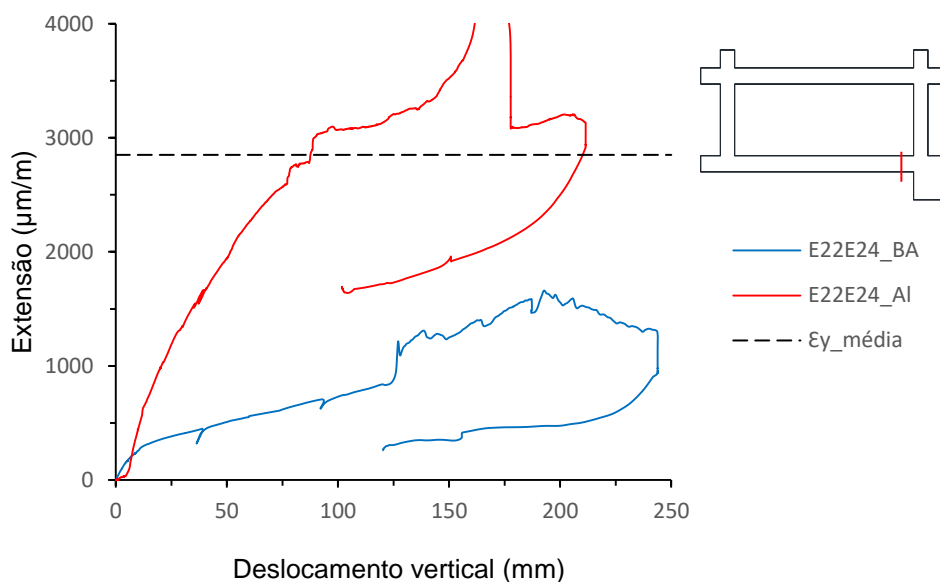


Figura 4.25 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção F.

À semelhança do que ocorreu no ensaio do pórtico P3\_AI, as extensões registadas pelos extensómetros E5E7 na secção B são substancialmente superiores na presença de uma parede de alvenaria térmica por comparação com o ensaio sem alvenaria, como indicam os diagramas extensão-deslocamento vertical apresentados na Figura 4.26. De facto, em ambos os ensaios (P3\_AI e P4\_AI) verificou-se que o mecanismo de rotura da parede de alvenaria é semelhante, na medida em que este ocorreu com a formação de múltiplas fissuras distribuídas por toda a parede de alvenaria, uma vez mais transmitindo as cargas por praticamente todo o comprimento das vigas.

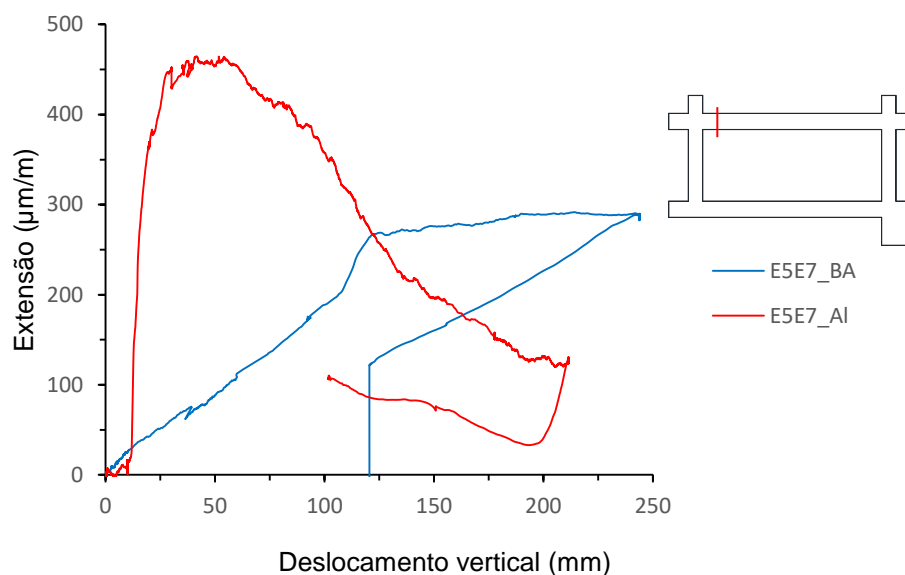


Figura 4.26 - Diagrama extensão-deslocamento vertical relativo à secção B.

#### 4.6. Considerações finais

Por forma a sumarizar os resultados obtidos, na Tabela 4.1 são apresentados os pontos notáveis dos gráficos carga-deslocamento obtidos dos vários ensaios realizados, nomeadamente, o ponto de ocorrência do início da fendilhação, o ponto para o qual foi atingida a carga máxima do sistema estrutural e por fim o momento para o qual ocorreu a rotura das diferentes alvenarias.

Tabela 4.1 – Sumarização dos resultados obtidos dos vários ensaios.

	<b>Pórtico de referência</b>	<b>P1</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>
<i>Carga/deslocamento de fendilhação</i>	50 kN / 10 mm	180 kN / 6 mm	75 kN / 1 mm	90 kN / 5 mm
<i>Carga máxima/deslocamento</i>	280 kN / 125 mm	280 kN / 40 mm	340 kN / 80 mm	350 kN / 150 mm
<i>Carga/deslocamento de rotura</i>	290 kN / 240 mm	280 kN / 40 mm	340 kN / 110 mm	350 kN / 215 mm

Em sùmula, os resultados obtidos dos ensaios realizados nos três pórticos com as diferentes tipologias de paredes de alvenaria permitem concluir que:

- A consideração de paredes de alvenaria no preenchimento de pórticos de BA introduz, de uma forma geral, um aumento da rigidez inicial do sistema estrutural;
- O aumento da rigidez inicial verificado com a introdução de uma parede de alvenaria de tijolo tradicional é semelhante ao registado com a introdução de uma parede de alvenaria de tijolo térmico e igual a 160%. Este aumento da rigidez revela ser ligeiramente inferior ao registado

nos ensaios experimentais realizados em condições semelhantes por Brodsky e Yankelevsky (2017) de 208%;

- A introdução de uma parede de alvenaria no pórtico de BA permite a criação de um caminho de cargas alternativo quando submetido a uma força vertical no alinhamento de um dos pilares, sendo a força encaminhada entre as vigas do pórtico através da parede de alvenaria, reduzindo os esforços nas zonas dos elementos estruturais mais próximas do pilar suprimido;
- A introdução de uma parede de alvenaria de tijolo tradicional no comportamento do pórtico de BA constitui, de entre as configurações analisadas, aquela cujo comportamento mais se assemelha ao de uma escora diagonal equivalente, sendo a carga aplicada transferida à restante estrutura através da viga inferior V2 e pela escora de compressão formada na parede de alvenaria, em vez do pilar C1 e da viga superior V1;
- Quando é introduzida uma parede de alvenaria de tijolo térmico, o comportamento do sistema estrutural é diferente do anterior, uma vez que a carga é transmitida à restante estrutura através de múltiplas escoras diagonais de compressão que se encontram distribuídas pela parede de alvenaria unindo as vigas inferior e superior e, conseqüentemente, a viga superior é mais solicitada;
- As paredes de alvenaria de tijolo térmico possuem maior resistência à compressão do que as paredes de alvenaria de tijolo tradicional, quando a força de compressão é aplicada na face principal de cada tijolo, e, conseqüentemente, os sistemas porticados preenchidos com alvenaria térmica possuem um ganho de resistência (de 20%), para além do aumento da rigidez, em relação ao pórtico sem qualquer alvenaria de preenchimento, ao passo que, se preenchidos com alvenaria tradicional, não há qualquer ganho de resistência, apenas de rigidez. No entanto, é necessário ressaltar que o modo como os ensaios foram programados limita as conclusões sobre o efeito das paredes na resistência do sistema estrutural, na medida em que as armaduras dos pórticos foram sobredimensionadas para que o ensaio com parede de alvenaria decorresse sem as mesmas plastificarem. Por outro lado, se o pórtico fosse menos armado, as conclusões sobre o efeito das paredes na resistência seriam mais diretas;
- A rotura da parede de alvenaria de tijolo térmico ocorre para valores de deslocamento vertical superiores (quase o triplo) comparativamente à rotura da parede de alvenaria de tijolo tradicional;
- Uma vez que a introdução de uma parede de alvenaria de tijolo térmico no pórtico de BA, ao contrário da alvenaria tradicional, conduz a um aumento na capacidade resistente do sistema estrutural e que esta é atingida para deslocamentos superiores, constitui uma solução mais vantajosa;
- A adição de uma armadura de junta horizontal do tipo Murfor Compact I numa parede de alvenaria de tijolo térmico não influencia o comportamento inicial do pórtico, uma vez que o comportamento é semelhante ao do ensaio em que foi introduzida uma parede de alvenaria do mesmo tijolo sem armadura, nomeadamente em termos de rigidez inicial e da capacidade resistente do sistema estrutural;

- No entanto, a introdução de armadura de junta na parede de alvenaria de tijolo térmico introduz alterações no comportamento global do pórtico de BA, em particular, confere ductilidade à parede de alvenaria e conseqüentemente ao sistema estrutural, aumentando a extensão do patamar de ductilidade do pórtico e prolongando a influência favorável que a parede de alvenaria introduz no seu comportamento, uma vez que a capacidade resistente é mantida para deslocamentos superiores;
- A armadura de junta quando tracionada permite manter a integridade da parede de alvenaria para incrementos sucessivos de deslocamento vertical, impedindo a ocorrência de um decréscimo abrupto da capacidade resistente do sistema estrutural, tipicamente associado ao comportamento frágil das paredes de alvenaria;
- Sob o ponto de vista da ação sísmica, a ductilidade das estruturas é reconhecidamente importante, mais até do que a própria resistência, uma vez que a mesma consiste num deslocamento imposto. No entanto, no caso de ações verticais, a ductilidade não deixa de ser importante uma vez que permite que o sistema mantenha a capacidade de carga, permitindo que, com o aumento da deformação, se desenvolvam mecanismos de carga alternativos noutras partes da estrutura. Deste modo, a adição de armadura de junta constitui uma solução vantajosa do ponto de vista estrutural, uma vez que permite um melhor desempenho da estrutura e permite tirar maior partido do papel desempenhado pelas paredes de alvenaria não estruturais no encaminhamento das cargas à restante estrutura quando ocorre a perda repentina de um pilar de suporte.

Estes resultados revelam a importância das paredes de alvenaria não estruturais no comportamento de pórticos de BA, nomeadamente, a sua contribuição para o aumento da robustez destes sistemas estruturais. De facto, a contribuição destes elementos para a resposta da estrutura quando sujeita a um evento extremo, como é o caso da perda repentina de um pilar, não deve ser negligenciada, uma vez que, apesar de não serem elementos estruturais e por isso não serem tidas em conta no dimensionamento das estruturas, as paredes de alvenaria permitem a criação de caminhos de carga alternativos. Deste modo, é possível que o encaminhamento das cargas ao resto da estrutura seja assegurado e que o colapso dos elementos estruturais seja evitado uma vez que os esforços são menos significativos nos elementos adjacentes à zona de remoção do pilar.



## 5. Conclusão e desenvolvimentos futuros

### 5.1. Conclusão

A presente dissertação teve como objetivo avaliar o efeito das paredes de alvenaria no comportamento de pórticos de BA quando sujeitos a uma ação extrema imprevista, e.g. uma explosão, tendo como consequência a perda de um pilar. Para tal foram conduzidos três ensaios experimentais num pórtico de BA à escala 1:1, constituído por dois pilares e duas vigas, com dimensões eixo a eixo de 5000mm x 2550mm, com a aplicação de uma força vertical no alinhamento de um dos pilares. A parede de alvenaria utilizada no ensaio era constituída por tijolo térmico com junta descontínua e armadura de junta. Para além destes foram analisados os resultados de outros ensaios, realizados em dois pórticos de BA idênticos com duas tipologias de paredes de alvenaria distintas da anterior e entre si. Em particular, uma das paredes era constituída por tijolo térmico com junta descontínua (sem armadura de junta) e a outra por tijolo tradicional com junta contínua.

Os resultados obtidos com os ensaios referidos permitiram concluir que a introdução de uma parede de alvenaria altera o comportamento do pórtico de BA, em particular a rigidez inicial do sistema estrutural, tendo-se verificado que, quer com alvenaria de tijolo térmico quer com alvenaria de tijolo tradicional, registou-se um aumento de 160% da rigidez inicial do sistema estrutural.

A aplicação de uma força vertical, equivalente à remoção de um pilar, provoca a distorção do pórtico, nomeadamente a curvatura/deformação das vigas, conduzindo à interação entre os elementos estruturais do pórtico de BA e a parede de alvenaria não estrutural. Esta distorção do pórtico provoca a compressão da parede de alvenaria e conduz à formação de uma escora diagonal de compressão através da qual a carga é transmitida à restante estrutura. Deste modo, a introdução de uma parede de alvenaria num pórtico de BA permite a criação de um caminho alternativo para a carga aplicada à estrutura, aliviando os esforços nos elementos estruturais que ficam em consola em consequência da perda de um pilar de suporte.

No entanto, enquanto no caso em que foi inserida uma parede de alvenaria de tijolo tradicional se observou a formação de uma só escora diagonal unindo os cantos comprimidos da parede, no caso em que a parede introduzida foi de tijolo térmico (com ou sem armadura de junta) verificou-se a formação de múltiplas fissuras, paralelas entre si, unindo as vigas do pórtico, indicando que paredes de alvenaria constituídas por unidades de tijolo diferentes têm comportamentos e modos de rotura distintos e têm um impacto diferente no comportamento de pórticos de BA.

De facto, os resultados dos ensaios com as diferentes tipologias de alvenaria avaliadas revelam que a sua contribuição para o comportamento global da estrutura é diferente. A parede de alvenaria constituída por tijolo tradicional, de baixa resistência à compressão, não introduziu melhorias na resistência do sistema estrutural. Por outro lado, a introdução de uma parede de alvenaria de tijolo térmico, de maior resistência à compressão, aumentou a capacidade resistente do sistema estrutural em 20%, sendo esta atingida para deslocamentos superiores. No entanto, os resultados são considerados inconclusivos relativamente ao efeito da alvenaria na resistência do sistema estrutural

uma vez que as armaduras foram sobredimensionadas para que o ensaio com alvenaria decorresse sem que ocorresse a plastificação das mesmas.

Por fim, a adição da armadura de junta Murfor Compact I à parede de alvenaria térmica revelou conferir ductilidade ao comportamento da alvenaria, sendo a rotura atingida para deslocamentos substancialmente superiores.

## 5.2. Desenvolvimentos futuros

A presente dissertação contribuiu para o conhecimento relativamente à contribuição das paredes de alvenaria para a robustez de pórticos de BA quando sujeitos a uma ação extrema imprevista que conduza ao colapso de um pilar. No sentido de aprofundar o conhecimento acerca do efeito da alvenaria no comportamento de estruturas porticadas de BA e de dar continuidade ao presente trabalho, propõem-se alguns temas a serem desenvolvidos futuramente:

- Estudo de outros tipos de paredes de alvenaria comumente utilizadas na construção constituídas por outros materiais, como por exemplo paredes de blocos de betão, de modo a obter um vasto conhecimento sobre o efeito de diferentes paredes de alvenaria no comportamento de pórticos de BA;
- Estudo de outros tipos de reforço de paredes de alvenaria, como por exemplo a adição de armadura aplicada sob as faces da parede de alvenaria (reforço vertical), por forma a compreender de que forma é que a introdução de diferentes tipos de reforço pode beneficiar o comportamento das paredes de alvenaria;
- Realização de campanhas experimentais cujos ensaios com e sem parede de alvenaria decorram em pórticos de BA distintos, isto é, não no mesmo pórtico, com o objetivo de obter o comportamento até à rotura do pórtico quando é introduzida uma parede de alvenaria;
- Estudo paramétrico da relação resistência da escora/resistência do pórtico *versus* resistência do conjunto, uma vez que os ensaios da presente dissertação são inconclusivos sob o ponto de vista da resistência;
- Realização de ensaios em pórticos de BA com taxas de armadura inferiores às utilizadas no presente trabalho, uma vez que a rotura das paredes de alvenaria antecedeu sempre a rotura do pórtico e por isso não foi possível conduzir os ensaios com preenchimento de alvenaria até ao colapso do pórtico.

## Referências bibliográficas

- Agarwal, J., England, J. e Blockley, D. (2006). *Vulnerability analysis of structures*. Structural Engineering International, 2(16), p. 124-128.
- Al-Chaar, G. (2002). *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. US Army Corps of Engineering.
- Amato, G., Cavaleri, L., Fosseti, M. e Papia, M. (2008). *Infilled frames: influence of vertical load on the equivalent diagonal strut model*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Asteris, P. G. (2003). *Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames*. Journal of Structural Engineering, 129(8), p. 1071-1079.
- Asteris, P. G., Cotsovos, D. M., Chrysostomou, C. Z., Mohebkhah, A. e Al-Chaar, G. K. (2013). *Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art*. Engineering Structures 56 1905-1921.
- Baker, J., Schubert, M. e Faber, M. (2008). *On the assessment of robustness*. Structural Safety, 30(3):253-267.
- Bazant, Z. e Zhou, Y. (2002). *Why did the world trade center collapse? Simple analysis*. Journal of Engineering Mechanics, 128, p. 2-6.
- Benjamin, J. e Williams, H. (1958). *The behavior of one story brick shear walls*. Journal of the Structural Division, ASCE, 84(4).
- Biondini, F. e Restelli, S. (2008). *Damage propagation and structural robustness*. Life-cycle Civil Engineering: V Proceedings of the International Symposium on Life-cycle Civil Engineering, Taylor & Francis, Varenna, 131.
- Brodsky, A. e Yankelevsky, D. (2016). *Resistance of reinforced concrete frames with masonry infill walls to in-plane vertical loading*. Key Engineering Materials, 711: 982-988.
- Brodsky, A., e Yankelevsky, D. (2017). *Resistance of reinforced concrete frames with masonry infill walls to in-plane gravity loading due to loss of a supporting column*. Engineering Structures, 140: 134-150.
- Cachado, A., Grilo, I., Júlio, E. e Neves, L. (2012). *Utilização de paredes de alvenaria não estrutural como reserva de robustez*. Encontro Nacional de Betão Estrutural - BE2012.
- Cagatay, I., Beklen, C. e Mosalam, K. (2010). *Investigation of short column effect of RC buildings: failure and prevention*. Computers and Concrete, Vol. 7, No. 6 523-532.
- Canisius, T., Sorensen, J. e Baker, J. (2007). *Robustness of structural systems - a new focus for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*. Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-45211-3.

- Cavaco, E. S. (2013). *Robustness of corroded reinforced concrete structures*. Tese de doutoramento. Universidade Nova de Lisboa.
- Cavaco, E. S., Casas, J. R., Neves, L. A. C. e Huespe, A. E. (2013). *Robustness of corroded reinforced concrete structures. A structural performance approach*. *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(1), p. 42-58.
- Chrysostomou, C. Z. (1991). *Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames*. PhD Thesis, Cornell University. .
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Crisafulli, F., Carr, A. e Park, R. (2000). *Analytical modelling of infilled frame structures - a general review*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(1), p. 30-47.
- EC2. (2004). *Eurocode 2. Design of concrete structures - part 1-1: general rules and rules for buildings*. EN 1992-1-1, CEN.
- EC6. (2005). *Eurocode 6. Design of masonry structures-Part 1-1: general rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. EN 1996-1-1, CEN.
- EI-Dakhkhni, W., Elagy, M. e Hamid, A. (2003). *Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames*. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), p. 177-185.
- EN 1015-11. (2007). *Methods of test for mortar for masonry. Part 11 - Determination of flexural and compressive strength of hardened mortars*. Comité Européen de Normalisation.
- EN 1052-3. (2002). *Methods of test for masonry - Part 3: Determination of initial shear strength*. European Committee of Standardization.
- Frangopol, D. e Tsompanakis, Y. (2014). *Maintenance and safety of aging infrastructures: structures and infrastructures*. CRC Press.
- Frangopol, D. e Tsompanakis, Y. (2014). *Maintenance and Safety of Aging Infrastructure*. Structures and Infrastructures Book Series, Vol. 10.
- Frangopol, D. M. e Curley, J. P. (1987). *Effects of damage and redundancy on structural reliability*. *Journal of Structural Engineering*, 1130(7): 1533-1549.
- GharPedia. (2018). *Autoclaved Aerated Concrete Blocks*. Disponível em: <https://gharpedia.com/solid-concrete-blocks-vs-aac-blocks/> (último acesso a 19/04/2018).
- Giannakas, A., Patronis, D. e Fardis, M. (1987). *The influence of the position and the size of openings to the elastic rigidity of infill walls*. Proc., 8th Hellenic Concrete Conf., 49-56.

- Gouveia, J. (2000). *Comportamento de estruturas de alvenaria por aplicação de ações de compressão - Análise de materiais e definição de coeficientes de acordo com o Eurocódigo 6*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.
- Gouveia, J. e Lourenço, P. (2006). *Avaliação do comportamento de paredes de alvenaria com blocos de betão leve*. 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- Grilo, I., Marques, H., Gouveia, J. e Júlio, E. . (2012). *Resistência ao corte de paredes de alvenaria com blocos de betão e com blocos cerâmicos*. Encontro Nacional Betão Estrutural.
- Helmy, H., Hadhoud, H. e Mourad, S. (2015). *Infilled masonry walls contribution in mitigating progressive collapse of multistory reinforced concrete structures according to UFC guidelines*. International Journal of Advanced Structural Engineering, 7: 233-247.
- Holmes, M. (1961). *Steel frames with brickwork and concrete infilling*. Proc. Inst. Civ. Engrs., 19, 473-8.
- Jasinski, R. e Drobiec, L. (2016). *Study of autoclaved aerated concrete masonry walls with horizontal reinforcement under compression and shear*. Procedia Engineering 161: 918 – 924.
- Klingner, R. e Bertero, V. (1978). *Earthquake resistance of infilled frames*. Journal of the Structural Division, 104(6), 973-989.
- Konig, G. (1991). *The State of the Art in Earthquake Engineering Research*. Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, pp. 2/1-22.
- Li, S., Shan, S., Zhai, C. e Xie, L. (2016). *Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls*. Engineering Failure Analysis, 59, 57-68.
- Liau, T. e Kwan, K. (1984). *Nonlinear Behaviour of Non-integral Infilled Frames*. Computers & Structures, vol. 18, p. 551-560.
- Lind, N. C. (1995). *A measure of vulnerability and damage tolerance*. Reliability Engineering and System Safety, 48, p. 1-6.
- Lourenço, P. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Doctoral Dissertation. Delft University of Technology.
- Mainstone, R. J. (1971). *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Material de apoio às aulas de Tecnologia da Construção de Edifícios. (2018). *Paredes*. Flores-Colen, I., Ferreira, V., Gaspar, F., Santos, S., Oliveira, F., Cravinho, A., Gomes, J., Serrado, D., Cabaça, S. e Lourenço, P. Disponível em: <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-cor/17%20Paredes%20-%20COR.pdf> (último acesso a 18/04/2018).
- Melo, A. (2002). *Desenvolvimentos recentes em blocos de betão leve*. Porto: Seminário sobre Paredes de Alvenaria.

- Munch-Anderson, J. e Dietsch, P. (2011). *Robustness of large-span timber roof structures - Two examples*. Engineering Structures, 33, p. 3113-3117.
- Murty, C. e Jain, S. (2000). *Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance on RC frame buildings*. Auckland, New Zealand: 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- Paulay, T. e Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.
- Pearson, C. e Delatte, N. (2005). *Ronan Point apartment tower collapse and its effect on Building Codes*. Journal of Performance of Constructes Facilities, 19, p. 172-177.
- Pereira, D. (2009). *Estudo sísmico de edifícios antigos. Reforço e análise não linear*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico.
- Polyakov, S. V. (1960). *On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall*. Translations in Earthquake Engineering. EERI, 36–42.
- Presdouro. (2018a). *Blocos vazados leves*. Disponível em: [http://www.presdouro.pt/02/pdf/fq004\\_v4\\_blocos\\_vazados\\_leves.pdf](http://www.presdouro.pt/02/pdf/fq004_v4_blocos_vazados_leves.pdf) (último acesso a 18/04/2018).
- Presdouro. (2018b). *Blocos vazados normais*. Disponível em: [http://www.presdouro.pt/00/pdf/fq001\\_v3\\_blocos\\_vazados\\_normais.pdf](http://www.presdouro.pt/00/pdf/fq001_v3_blocos_vazados_normais.pdf) (último acesso a 18/04/2018).
- Pujol, S. e Fick, D. (2010). *The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls*. Engineering Structures, 32: 3112-3121.
- Robust Brick. (2016). *Robust Brick - Use of masonry in improving structural robustness of buildings*. PTDC/ECM-COM/2911/2012.
- Shan, S., Li, S., Xu, S. e Xie, L. (2016). *Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls*. Engineering Structures, 111: 80-92.
- Smith, B. S. (1966). *Behaviour of square infilled frames*. Journal of the Structural Division, 92 (1), p. 381-404.
- Sobaih, M. e Abdin, M. (1988). *Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames*. Computers & Structures, 30(3), 457-464.
- Stafford-Smith, B., Carter, C. (1969). *A Method of Analysis for Infilled Frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 44.
- Starossek, U. e Haberland, M. (2008). *Measures of structural robustness - requirements and applications in proceedings*. ASCE SEI 2008 Structures Congress, Crossing Borders.

- Starossek, U., Haberland, M. et al. (2010). *Disproportionate collapse: Terminology and procedures*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 24:519.
- Tiago, P. e Júlio, E. (2010). *Case study: Damage of an RC building after a landslide - inspection, analysis and retrofitting*. Engineering Structures, 32(7), p. 1814-1820.
- Tsai, M. e Huang, T. (2009). *Effect of interior brick-infill partitions on the progressive collapse potential of a TC building: linear static analysis results*. International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, Vol: 3, No: 2.
- U. S. Department of Defense. (2003). *Unified Facilities Criteria (UFC), Design of buildings to resist progressive collapse*. UFC 4-023-03.
- Valença, J., Júlio, E. (2017). *Vision-SHM method for structural monitoring based on photogrammetric computer vision*. IABSE Conference - Creativity and Collaboration.
- Winter, S. e Kreuzinger, H. (2008). *The Bad Reichenhall ice-arena collapse and the necessary consequences for wide span timber structures*. World Conference on Timber Engineering 2.