

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESPOSTA MECÂNICA NO SEU PLANO E FORA DO PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

MANUEL FERNANDO NETO PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Professor Doutor Paulo Barbosa Lourenço

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Não se pode criar experiência. É preciso passar por ela.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria sido possível sem a ajuda de muitas pessoas. Antes de mais queria agradecer ao meu pai, Paulo Pereira, por toda a ajuda e suporte que me deu durante todo o trabalho, principalmente na fase final. Depois tenho de agradecer a paciência que a minha mãe, Lurdes Neto, teve durante todos estes meses.

Outra pessoa que tenho de referir nesta secção é o Engenheiro Pedro Medeiros. O Pedro foi uma pessoa, que desde o primeiro dia se mostrou sempre disponível para qualquer desafio que eu lhe propunha. Além disso foi com ele que aprendi imenso durante estes últimos meses.

É também de referir que este trabalho não teria sido possível sem a ajuda dos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, principalmente o Marco e o Matos.

Não posso também deixar de referir um grupo de amigos, dos quais destaco o José Ferreira, que me ajudou a fazer alguns ensaios na UM, bem como me deu apoio sempre que precisava.

Por fim agradeço ao meu orientador, Professor Engenheiro António Arêde, principalmente por toda a paciência que teve comigo durante a execução deste trabalho, e ao Professor Engenheiro Paulo Lourenço.

RESUMO

Procurou-se no presente trabalho avaliar o comportamento de uma parede de alvenaria de tijolo furado sem função estrutural quando solicitadas a acções sísmicas, no que respeita a acções no plano e a acções para fora do plano.

Este trabalho é constituído por seis capítulos, todos eles importantes para uma correcta interpretação do trabalho efectuado. No primeiro capítulo é feita uma exposição de todos os objectos que se pretendem atingir, bem como a eventual forma de os atingir. No segundo capítulo é feita uma recolha bibliográfica sobre trabalho efectuados no âmbito do presente estudo. No terceiro capítulo são apresentados os materiais empregues, bem como um estudo estatístico para se entender qual o tipo de parede de alvenaria mais utilizado em Portugal. No quarto capítulo é efectuada a caracterização da resposta mecânica dos constituintes de alvenaria, bem como o estudo de novas soluções. No quinto capítulo é efectuado o estudo do painel de alvenaria quando sujeito a acções no plano e fora do plano. Por fim no sexto capítulo são apresentadas as conclusões de todo o trabalho efectuado.

O estudo principal incidia sobre a caracterização de um painel de alvenaria de dimensões 3.50 m de comprimento por 1.70 m de altura constituído por tijolos de 30x20x15 cm inserido num pórtico de betão armado. Este modelo estudado representava um modelo real de escala 1:1.5.

Foram realizados ensaios laboratoriais destinados a avaliar, pela via experimental, algumas das principais características mecânicas dos constituintes da alvenaria. Além dos ensaios efectuados nos constituintes da alvenaria, foram também realizados ensaios em provetes de alvenaria que visavam a determinação da resistência à compressão, à flexão e ao corte.

Para além da situação de provetes de alvenaria simples, foram também caracterizados mais três tipos de soluções, nomeadamente provetes de reboco simples, provetes de reboco armado e provetes com junta de assentamento armada. Este tipo de soluções foi usada com o intuito de se estudar soluções viáveis para responder de forma eficaz ao cenário de quando os painéis de alvenaria não estrutural são sujeitos a acções sísmicas.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria de enchimento de tijolo, resposta no plano e fora do plano, caracterização mecânica, alvenaria reforçada, comportamento sísmico.

ABSTRACT

The focus of the present work is to assess the behaviour of a masonry wall made with clay brick with horizontal holes without structural function when applied seismic actions, including plane and out-of-plane action.

This work consists of six chapters all of them important for an exact interpretation of the final work. In the first chapter it will be present all the objectives to be achieved, and the possible way to achieve them. The second chapter presents a collection of literature about the present work. The third chapter does a small characterization of the materials used in this work and presents a statistical study to understand what type of masonry wall is used in Portugal. In the fourth chapter is made the characterization of the mechanical response of the constituents of masonry, and the study of new solutions. The fifth chapter is the study of the masonry infill when subjected to plane and out-of plane actions. The sixth chapter provides the conclusions of all work done.

The main study focused on the characterization of a masonry infill made with clay brick with horizontal holes, with the dimensions 3.50 m long by 1.70 m height, inserted in a concrete frame. The model study represents a real wall of scale 1:1.5.

Laboratory tests were realized to evaluate, through the experimental way, some of the main masonry constituents' proprieties. Besides the tests conducted in masonry constituents, were also carried out tests on masonry samples to determine the compressive, flexural and shear strength.

Beyond the unreinforced masonry, more three types of solutions of masonry were also characterized. This type of solutions has been used in order to study possible solutions to answer effectively to seismic actions.

KEY-WORDS: infilled masonry, plane and out-of plane actions, mechanical characterization, reinforced masonry, seismic behaviour.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
2 ESTADO DA ARTE.....	3
2.1 Ensaaios no plano sujeitos a acções horizontais monotónicas.....	3
2.2 Ensaaios no plano sujeitos a acções horizontais alternadas	6
2.2.1 Leuchards e Scrivener [10]	7
2.2.2 Klingner e Bertero [11] [12]	8
2.2.3 Jurina [13]	9
2.2.4 Parducci et al. [14]	10
2.2.5 Brokken e Bertero [15] [16]	11
2.2.6 Zarnic e Tomazevic [17].....	12
2.2.7 Stylianidis [18].....	13
2.2.8 Govindan et al. [19] [20]	15
2.2.9 Conclusão	16
2.3 Ensaaios Fora do Plano	17
2.3.1 Dawe e Seah [21]	18
2.3.2 Flanagan e Bennett [22].....	19
2.3.3 Angel e Abrams [23].....	21
2.3.4 Calvi, Bolognini e Penna [24]	24
2.3.5 Griffith M. C. et al [25]	25
2.3.6 Komaraneni S. [26]	28
3 PESQUISA DAS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS A ADOPTAR NO ESTUDO.....	33
3.1 Introdução	33
3.2 Enquadramento do estudo	33
3.3 Caracterização da tipologia dos edifícios nacionais	33
3.3.1 Parque habitacional	33

3.3.2 Caracterização da tipologia da envolvente dos edifícios nacionais	35
3.3.3 Amostragem e resultados	36
3.3.4 Tipo de paredes exteriores.....	36
3.3.5 Taxa de aberturas.....	37
3.3.6 Vão médio e máximo da envolvente.....	37
3.3.7 Soluções mais correntes usadas em paredes de alvenarias	38
3.4 Experiência de outras investigações	39
3.5 Soluções a adoptar	39
3.6 Conclusão do estudo	41
4 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS COMPONENTES DA ALVENARIA.....	43
4.1 Introdução.....	43
4.2 Tijolos.....	43
4.2.1 Determinação das dimensões.....	43
4.2.1.1 Descrição do procedimento.....	44
4.2.1.2 Resultados	44
4.2.1.3 Análise de resultados.....	46
4.2.2 Determinação da resistência à compressão.....	46
4.2.2.1 Descrição do procedimento.....	46
4.2.2.2 Resultados	47
4.2.2.3 Análise de resultados.....	50
4.3 Argamassa.....	50
4.3.1 Ensaio de flexão.....	50
4.3.1.1 Resultados	51
4.3.2 Ensaio de compressão	51
4.3.2.1 Resultados	52
4.3.3 Determinação do teor em ar da argamassa	53

4.3.3.1 Resultados	53
4.3.4 Determinação da retracção	54
4.3.4.1 Resultados	55
4.3.5 Determinação da energia de fractura	55
4.3.5.1 Resultados	57
4.4 Conclusões	58
5 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MURETES DE ALVENARIA	59
5.1 Introdução	59
5.2 Provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo - ensaio de compressão	60
5.2.1 Descrição do ensaio	60
5.2.2 Resultados	61
5.2.2.1 Módulo de elasticidade	62
5.2.2.2 Resistência à compressão	65
5.2.2.3 Envolventes características dos provetes	67
5.2.2.4 Coeficiente de Poisson	69
5.2.2.5 Análise estatística dos parâmetros estudados	70
5.2.2.6 Análise de resultados provetes simples	71
5.2.2.7 Análise de resultados provetes com reboco simples	72
5.2.2.8 Análise de resultados provetes com reboco armado	73
5.2.2.9 Análise de resultados provetes com junta horizontal armada	74
5.2.3 Análise final de resultados	75
5.3 Provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo - resistência à flexão	76
5.3.1 Descrição do ensaio	76
5.3.2 Resultados	77
5.3.3 Resultados da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento	78
5.3.3.1 Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento	78
5.3.3.2 Envolventes do ensaio paralelo às juntas de assentamento	80

5.3.3.3	Análise estatística	82
5.3.3.4	Análise de resultados provetes simples	82
5.3.3.5	Análise de resultados provetes com reboco simples	83
5.3.3.6	Análise de resultados provetes com reboco armado	83
5.3.3.7	Análise de resultados provetes com junta horizontal armada	84
5.3.4	Resultados da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento	85
5.3.4.1	Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento	85
5.3.4.2	Envolventes do ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento	87
5.3.4.3	Análise estatística	89
5.3.4.4	Análise de resultados provetes simples	89
5.3.4.5	Análise de resultados provetes com reboco simples	89
5.3.4.6	Análise de resultados provetes com reboco armado	90
5.3.4.7	Análise de resultados de provetes com junta horizontal armada	91
5.3.5	Análise final de resultados	91
5.4	Provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo - resistência ao corte.....	92
5.4.1	Descrição do ensaio.....	92
5.4.2	Resultados.....	93
5.4.2.1	Determinação da resistência ao corte	93
5.4.2.2	Envolventes do ensaio ao corte	96
5.4.2.3	Análise estatística	97
5.4.2.4	Análise de resultados provetes simples	97
5.4.2.5	Análise de resultados provetes com reboco simples	98
5.4.2.6	Análise de resultados dos provetes com reboco armado	99
5.4.2.7	Análise de resultados dos provetes com junta horizontal armada	99
5.4.3	Análise final de resultados	100
5.5	Análise teórico-experimental	101
5.5.1	Resistência característica à compressão	101

5.5.2 Resistência característica ao corte.....	101
5.5.3 Resistência característica à flexão	102
5.5.4 Resumo dos resultados da análise teórico-experimental	102
5.6 Conclusões	103
6 ENSAIO NO PLANO E FORA DO PLANO DE PAREDE DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	105
6.1 Introdução.....	105
6.2 Enquadramento do estudo.....	106
6.2.1 Definição da geometria dos edifícios.....	106
6.2.2 Dimensionamento estrutural dos modelos	107
6.3 Amostragem	110
6.3.1 Amostra	110
6.3.2 Dimensionamento do painel.....	112
6.3.3 Processo construtivo.....	113
6.4 Esquema de Ensaio.....	114
6.4.1 Ensaio no plano	114
6.4.1.1 Descrição.....	115
6.4.1.2 Instrumentação	117
6.4.2 Aplicação de carga.....	119
6.4.2.1 Deslocamentos de referência, por ASCE-SEI 41-06 [47]	119
6.4.2.2 Deslocamentos de referência, por ATC-40 [48].....	120
6.4.2.3 Deslocamentos de referência, por EC8 [42]	120
6.4.2.4 Deslocamentos de referência, por Calvi [24]	121
6.4.2.5 Previsão de comportamento com recurso a modelo de elementos finitos	121
6.4.3 Resumo	126
6.4.4 Ensaio fora do plano	127
6.4.4.1 Descrição.....	127

6.4.4.2 Instrumentação.....	129
6.4.5 Aplicação de carga.....	130
6.5 Resultados.....	131
6.5.1 Ensaio no plano	131
6.6 Ensaio para fora do plano	136
6.6.1 Modo de rotura.....	136
6.6.2 Comportamento até à rotura	141
6.6.3 Modelação	153
6.6.3.1 Modelo de elementos finitos.....	153
6.6.3.2 Previsão de esforços com base no Eurocódigo 6 [30]	160
6.7 Conclusões	162
7 CONCLUSÕES.....	165
7.1 Conclusões dos ensaios em provetes.....	165
7.2 Conclusões do ensaio no plano e fora do plano de parede de alvenaria de enchimento	166
7.3 Desenvolvimentos futuros.....	167
Bibliografia.....	169

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A envolvente dos edifícios em Portugal é constituída quase exclusivamente por paredes de alvenaria, que têm principalmente as funções de vedação e enchimento. Estas constituem um dos subsistemas mais importantes presentes nos edifícios, separando o ambiente interior do exterior e são decisivas para o desempenho dos edifícios. Apesar da sua inegável importância, as alvenarias, de um modo geral, são objecto de poucos cuidados, para o que contribuem as suas particularidades como elemento construtivo, que associadas à falta da tradição de investigar, ensinar e pormenorizar cuidadosamente as alvenarias, representam um grande obstáculo, pois são um dos subsistemas onde se verificam maiores desajustes de desempenho e consequentemente de anomalias.

As paredes de alvenaria são um subsistema onde se englobam elementos de custo elevado, tais como: revestimentos e esquadrias. Representam o maior volume de materiais, cerca de $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de área em planta, correspondendo a cerca de 35% do peso do edifício. Interagem com a produção de praticamente todos os demais subsistemas, impondo o cronograma de trabalhos e a sequência de execução das demais tarefas.

O custo dos trabalhos em alvenarias, representa em Portugal cerca de 8.5 a 10.5 % do custo global dos edifícios, o que permite situar o valor anual desses trabalhos em cerca de 1275×10^6 euros. Dado englobarem e interagirem de uma forma directa com subsistemas de custo elevado, tais como, revestimentos e esquadrias, será lícito considerar que directa e indirectamente representam anualmente cerca de 3825×10^6 euros.

As paredes de alvenaria têm uma grande importância económica e contribuem significativamente para o desempenho dos edifícios, que é correntemente afectado por anomalias resultantes de aspectos de carácter económico, qualidade dos materiais constituintes, qualidade da mão-de-obra, das práticas construtivas e do projecto, nomeadamente das indefinições resultantes da falta de um responsável claro.

As paredes de alvenaria com funções de vedação e enchimento, sob o ponto de vista da sua estabilidade, para além do tipo de anomalias resultantes das acções directas tais como, acções permanentes, sobrecargas, vento e sismo, estão habitualmente sujeitas a acções indirectas (retracção ou expansão, deformação do suporte, etc.).

Nos últimos anos, muito se tem falado no nosso país acerca da vulnerabilidade sísmica dos edifícios, decorrente da insuficiente resistência, da adopção de materiais e técnicas de construção desadequadas, alterações ao projecto original e à falta de manutenção.

Se bem que as estruturas de betão armado tenham legislação adequada para minimizar tais efeitos, as alvenarias só com a entrada em vigor do EC6 e EC8 é que terão o seu enquadramento legal.

Apesar de não terem função estrutural, as paredes de vedação e enchimento, ao interagirem com a estrutura, contribuem para o comportamento sísmico dos edifícios, exigindo-se-lhe sob esta óptica, um desempenho adequado, evitando deste modo a ocorrência de danos severos nas paredes no seu plano, que conduzam a perdas económicas graves, e o colapso das paredes para fora do plano, que poderão colocar em perigo vidas humanas.

Assim sendo, o objectivo deste trabalho consiste na realização de um conjunto de ensaios em provetes de alvenaria de tijolo de enchimento sob solicitações de compressão, flexão nas duas direcções e corte, com vista à caracterização e parametrização da sua resposta mecânica nessas diferentes condições de carga. Na sequência dessa caracterização serão realizados ensaios em paredes de enchimento, numa primeira fase solicitadas no próprio plano com vista à introdução de dano no plano e seguidamente testadas sob acções para fora do plano procurando assim simular fenómenos frequentemente observados durante ocorrências sísmicas.

2

ESTADO DA ARTE

Vários trabalhos, quer experimentais, quer analíticos, têm sido efectuados no sentido de por um lado compreender os fenómenos de interacção e, por outro lado, desenvolver modelos analíticos que traduzam o mais correctamente possível o comportamento real das estruturas reticuladas preenchidas com paredes de alvenaria.

Neste capítulo serão apresentados alguns trabalhos sobre acções no plano e acções fora do plano em paredes de alvenaria. Sobre cada trabalho é feita uma descrição sumária, indicando as características dos modelos e os parâmetros que em cada caso se pretendeu estudar, e apresentam-se ainda algumas conclusões baseadas nos resultados que neles foram obtidos.

Tentou-se ao máximo seguir uma sequência cronológica sobre os trabalhos efectuados. Inicialmente começa-se por apresentar ensaios no plano, de onde inicialmente surgem os ensaios de acções horizontais monotónicas e só depois destes surgem os ensaios com acções horizontais alternadas. De seguida tentou-se fazer um relato dos ensaios para fora do plano. Por fim são apresentados um conjunto de trabalhos de aglutinam acções no plano e fora do plano.

Existem grandes diferenças entre as estruturas reticuladas dos modelos que foram ensaiados nestes estudos: escala, materiais utilizados na sua construção (aço ou betão armado), características mecânicas dos materiais, geometria dos seus elementos, número de pisos, pormenorização das armaduras, etc. Também no que se refere às paredes de enchimento dos modelos ensaiados, são numerosas as diferenças, sobretudo no que diz respeito às suas características mecânicas e dos materiais utilizados na sua construção, à existência ou não de armaduras, à existência ou não de aberturas, etc. Os processos construtivos utilizados na execução dos modelos também variam com as práticas construtivas dos diversos países, quer no que se refere à construção das paredes, quer às características de ligação entre estas e os pórticos envolventes.

2.1 ENSAIOS NO PLANO SUJEITOS A ACÇÕES HORIZONTAIS MONOTÓNICAS

O comportamento de pórticos metálicos e de betão armado, preenchidos com diversos tipos de paredes, quando submetidos a acções horizontais monotónicas, tem sido objecto de diversos estudos baseados sobretudo em trabalhos experimentais, como se pode observar na Tabela 1.

Tabela 1 - Apresentação de trabalhos com forças horizontais monotónicas em pórticos preenchidos com paredes

Referências	Características dos pórticos	Características das paredes	Dimensão das paredes e relação L/H (cm)	Características variáveis
Benjamin e Williams [1] (1957)	• Betão armado • 1vão • 1 piso • Escala reduzida	• Betão armado	• 40.6x50.8 (0.8) • 71.1x50.8 (1.4) • 101.6x50.8 (2) • 157.5x50.8 (3.1) • 147.3x81.5 (1.7)	• Geometria dos pórticos e paredes • Armadura das paredes
Jorquera [2] (1964)	• Betão armado • 1vão • 1 piso • Escala natural	• Alvenaria de tijolos cerâmicos	• 240x240 (1)	• Tipo de tijolos
Stafford Smith [3] (1968)	• Metálico • 1vão • 1 piso • Escala reduzida	• Betão	• 20.3x20.3 (1) • 30.4x20.3 (1.5) • 40.6x20.3 (2)	• Cargas verticais uniformemente distribuídas
Teixeira Trigo [4] (1968)	• Betão armado • 1vão • 1 piso • Escala reduzida	• Betão armado • Alvenaria de tijolos cerâmicos	• 100x100 (1)	• Características das paredes • Secções de betão e percentagem de armadura dos pórticos • Cargas verticais aplicadas nos pilares
Bonvalet et al. [5] (1970)	• Metálicos • 2 vãos • 2 pisos • Escala natural	• Alvenaria de tijolo maciço	• 472x254 (1.9)	• Preenchimento total ou parcial dos pórticos
Mallick e Garg [6] (1971)	• Metálico • 1vão • 1 piso • Escala reduzida	• Betão com cimento aluminoso	• 24x24 (1)	• Posição das aberturas nas paredes • Ligadores metálicos entre a parede e o pórtico
Mainstone [7] (1972)	• Metálicos revestidos com betão • 1 vão • 1 piso • Escala natural • Escala 1:6	• Paredes de betão armado ou simples • Paredes de alvenaria de tijolo cerâmico	• 20.3x40.6(0.5) • 40.6x40.6 (1) • 61.0x40.6 (1.5) • 81.3x40.6 (2) • 366x307 (1.19) • 366x310 1.18) • 366x315 (1.16)	• Características das paredes • Processo construtivo: modelos com espaço entre a parede e a viga
Dawson e Ward [8] (1972)	• Metálicos • Tridimensionais • 1 vão • 4 pisos • Escala reduzida	• Paredes de betão armado	• 58.4x50.8 (1.15)	• Processo construtivo: espaço entre as paredes e os pórticos, simulando fenómenos de retracção
Liau [9] (1980)	• Metálicos • 1 vão • 4 pisos • Escala reduzida	• Paredes de betão armado	• 61x30.5 (2) • 76.2x30.5 (2.5) • 91.4x30.5 (3)	• Existência de abertura nas paredes • Existência de ligadores metálicos entre a parede e o pórtico

As diferenças existentes nos modelos ensaiados, nomeadamente nas características dos materiais utilizados, na geometria dos seus elementos constituintes (pórticos e paredes), nos processos construtivos aplicados e ainda na existência ou não de cargas verticais, conduzem a uma grande dificuldade na comparação global dos resultados obtidos. Apresentam-se em seguida algumas conclusões qualitativas que se consideram de maior interesse.

Na sua maioria, os modelos ensaiados foram construídos em escalas muito reduzidas, excepto os utilizados nos trabalhos de Jorquera [2], Bonvalet et al. [5] e um pequeno número de modelos no trabalho de Mainstone [7].

Benjamin e Williams [1], nos ensaios que realizaram com modelos constituídos por pórticos de betão armado preenchidos com paredes de betão armado, estudaram o efeito de escala neste tipo de ensaios, concluindo ter este efeito reduzido interesse perante a dispersão das características dos materiais utilizados.

Todos os trabalhos apresentaram uma conclusão comum no que diz respeito ao aumento da rigidez e resistência dos pórticos preenchidos em relação aos não preenchidos.

Jorquera [2], nos ensaios de modelos constituídos por pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, concluiu que a resistência dos pórticos com paredes era de 12.5 a 22.5 vezes superior à do pórtico sem parede. Este aumento dependia do tipo de tijolos utilizados na construção das paredes e, conseqüentemente das características mecânicas destas. Este autor aplicou, na construção das paredes dos modelos vários tipos de tijolos cerâmicos de uso corrente no Chile.

Mainstone [7] tendo ensaiado modelos constituídos por pórticos metálicos, revestidos ou não com betão, preenchidos com paredes de betão armado ou simples e de alvenaria de tijolos cerâmicos, concluiu que os modelos com paredes de betão apresentavam maior rigidez que os modelos com paredes de alvenaria e que estes últimos demonstraram possuir maior capacidade de se deformar, sem significativas perdas de resistência.

A influência das cargas verticais aplicadas nos modelos foi evidenciada nos trabalhos de Stafford Smith [3] e Teixeira Trigo [4].

Stafford Smith [3], nos ensaios que efectuou com modelos constituídos por pórticos metálicos preenchidos com paredes de betão, aos quais foram aplicadas cargas verticais uniformemente distribuídas, observou que:

- Para cargas verticais inferiores a metade da carga vertical de rotura (actuando isoladamente), a resistência lateral dos modelos aumentava;
- Para cargas verticais de pequena intensidade, o mecanismo de rotura era semelhante ao obtido aplicando apenas forças horizontais;
- Para cargas verticais superiores a metade da carga vertical de rotura, a rigidez e a resistência lateral diminuam, observando-se uma rotura dos modelos por compressão.

Teixeira Trigo [4], nos ensaios que realizou com modelos constituídos por pórticos de betão armado preenchidos com paredes de betão armado e de alvenaria de tijolo cerâmico, em cujos pilares foram aplicadas cargas verticais, observou que, nos modelos com paredes de betão, o aumento de carga vertical originou a redução da sua ductilidade, enquanto que nos modelos com paredes de alvenaria se registou o fenómeno contrário.

A influência no comportamento dos modelos, que advém da colocação de ligadores metálicos entre os pórticos e as paredes, foi estudada por Mallick e Garg [6] e Liauw [9], nos ensaios que efectuaram com modelos constituídos por pórticos metálicos preenchidos, respectivamente, por paredes de betão com cimento aluminoso e de betão armado. Estes autores concluíram que a introdução de ligadores aumentava a rigidez e, na maior parte dos casos, a resistência dos modelos. Os ligadores, impedindo a separação dos pórticos e das paredes, davam origem a um comportamento conjunto daqueles elementos, mesmo para deslocamentos relativamente grandes.

A influência do aparecimento de um espaço separando os pórticos das paredes, devido a fenómenos de retracção ocorridos nas paredes ou à má execução destas, foi estudado por Dawson e Ward [8], nos ensaios que efectuaram em modelos constituídos por pórticos metálicos preenchidos com paredes de betão armado. Estes autores concluíram que a separação entre os pórticos e as paredes dava origem a que, numa primeira fase, os pórticos preenchidos apresentassem uma rigidez baixa e semelhante à dos pórticos não preenchidos, observando-se o posterior aumento da rigidez, logo que se verificou o contacto entre os elementos constituintes dos modelos.

Alguns trabalhos experimentais provaram que a presença de aberturas nas paredes originava redução da rigidez e da resistência dos pórticos preenchidos. Mallick e Garg [6] concluíram ainda que, nos modelos que ensaiaram, a redução de rigidez e resistência foi mais acentuada naqueles em que as aberturas se localizavam junto dos cantos das paredes. Estes autores apresentaram algumas regras para a localização das aberturas nas paredes, de forma a reduzir o efeito que elas introduzem nos pórticos preenchidos.

2.2 ENSAIOS NO PLANO SUJEITOS A ACÇÕES HORIZONTAIS ALTERNADAS

O comportamento dos pórticos preenchidos com paredes, quando sujeitos a acções horizontais alternadas, tem sido objecto de vários programas experimentais desenvolvidos, em diversos países, nos últimos anos.

Alguns dos trabalhos realizados tiveram como objectivo estudar a influência de paredes, quando utilizados no preenchimento de malhas estruturais de edifícios existentes, cujas estruturas não satisfazem as exigências de segurança em relação às acções sísmicas, pelo facto dos seus projectos não terem sido elaborados com base nas regras definidas nos regulamentos mais recentes. Outros trabalhos tiveram como objectivo analisar a aptidão das paredes de enchimento para a recuperação de edifícios danificados durante a ocorrência de um sismo. Diversos tipos de paredes foram utilizados nesses estudos: paredes de alvenaria armada de blocos de betão, paredes de betão armado construídas no local e painéis prefabricados para o reforço de estruturas existentes escolheu esta que advém do facto de se tratar de um processo industrializado de executar paredes, com a consequente rapidez de fabrico e montagem, que são factores condicionantes na escolha de solução.

Na maior parte dos restantes trabalhos experimentais, foram utilizadas paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos e de blocos de betão, para o preenchimento de pórticos de betão armado ou metálicos. Efectivamente, o preenchimento de estruturas reticuladas com aquele tipo de paredes é um processo muito corrente na prática construtiva de numerosos países por se tratar de uma solução económica e ainda pela facilidade da sua execução. Os ensaios tiveram na generalidade, como objectivo, analisar as alterações do comportamento dos pórticos devidas à existência de paredes, no que se refere à sua resistência, rigidez, capacidade de dissipar energia e ainda ao mecanismo de rotura do conjunto pórtico-parede.

De seguida faz-se referência a alguns desses trabalhos, descrevendo-se as características dos modelos ensaiados, as quais estão resumidas na Tabela 2, e apresentando algumas conclusões obtidas através da análise dos seus resultados.

Tabela 2 - Apresentação de trabalhos com forças horizontais alternadas em pórticos preenchidos com paredes

Referências	Número de ensaios e escala dos modelos	Características dos pórticos	Características das paredes de enchimento	Dimensão das paredes e relação L/H (cm)	Características variáveis
Leuchards e Scrivener [10] (1976)	3 1:2	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Alvenaria de tijolo com e sem armadura	• 180x115 (1.6)	• Armadura nas paredes
Klingner e Bertero [11] [12] (1976 e 1978)	4 1:3	• Betão armado • 1vão • 3 piso	• Alvenaria de tijolos cerâmicos e de blocos de betão	• 188x72 (2.6)	• Tipo de paredes
Jurina [13] (1977)	5 1:2	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Alvenaria de tijolos cerâmicos com e sem armadura • Painéis prefabricados de alvenaria armada	• 180x120 (1.5)	• Armadura nas paredes • Ligação entre as paredes e os pórticos
Parducci et al. [14] (1980)	8 2:3	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Alvenaria de tijolos cerâmicos furados ou perfurados	• 226x128 (1.8)	• Tipos de paredes • Secção da viga • Armadura dos pilares • Espaço entre a parede e um pilar
Brokken e Bertero [15] [16] (1981 e 1983)	18 1:3	• Betão armado • 1vão • 3 pisos	• Alvenaria de tijolos cerâmicos e de blocos de betão • Betão normal e leve	• 188x72 (2.6)	• Tipo de paredes • Armadura nas paredes
Zarnic e Tomazevic [17] (1985)	8 1:3	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Alvenaria de blocos de betão com e sem armadura horizontal	• 108x68 (1.6)	• Armadura na parede • Ligação da parede ao pórtico através de armadura
Stylianidis [18] (1988)	18 1:3	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Alvenaria de tijolos cerâmicos	• 144x86 (1.7)	• Esforço normal dos pilares • Ligação das paredes aos pórticos • Tipo de argamassa • Lintel de betão armado a meio da parede
Govindan et al. [19] [20] (1986)	2+2 1:4	• Betão armado • 1vão • 7 pisos	• Alvenaria de tijolos cerâmicos	• 1º piso: 100x77.5 (1.3) • 2º a 7º pisos: 100x60 (1.7)	• Existência de paredes • Aberturas nas paredes

2.2.1 LEUCHARDS E SCRIVENER [10]

Estes autores procederam a uma série de ensaios onde os provetes eram constituídos por pórticos de betão armado. Dos ensaios efectuados destacam-se dois provetes de alvenaria de tijolo cerâmico. Num dos modelos a parede foi armada nas duas direcções, sendo a sua armadura vertical ligada à viga, e no

outro modelo, apesar de a parede não ter sido armada, os alvéolos dos tijolos foram completamente preenchidos de betão. No plano de ensaio constava que forças horizontais alternadas seriam aplicadas ao eixo da viga, não sendo aplicadas qualquer tipo de forças verticais. Na Tabela 3 evidenciam-se os valores da tensão de rotura média à compressão dos materiais utilizados.

Tabela 3 - Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Leuchards e Scrivener

Materiais	Tensão Média de Rotura à Compressão
Betão dos pórticos	25.0 MPa
Argamassa	13.4 MPa
Betão usado na concepção das paredes	13.1 MPa
Alvenaria	26.4 MPa

As conclusões que estes autores retiraram do seu trabalho foram as seguintes:

- A resistência dos pórticos com painéis de alvenaria foi 3.5 vezes superior à do pórtico de controlo.
- Possivelmente devido a uma disposição pouco cuidada da armadura nos pórticos, para as primeiras fases de carregamento, estes sofreram danos consideráveis o que originou uma rápida degradação da sua resistência, tendo-se registado para o mesmo deslocamento, em dois ciclos consecutivos uma degradação da resistência de 33%.

2.2.2 KLINGNER E BERTERO [11] [12]

Do programa experimental destes autores, constava a análise de pórticos de betão armado projectados para resistirem a acções sísmicas de grande intensidade preenchidos com paredes de alvenaria armada.

Para ensaio foram construídos três provetes. O primeiro provete inicialmente era apenas um pórtico que foi ensaiado e posteriormente foi preenchido com parede de alvenaria armada de tijolo cerâmico com o intuito de ser submetido a novo ensaio. Os restantes dois provetes, foram desde a fase de construção preenchidos com paredes de alvenaria armada, quer de tijolo cerâmico, quer de blocos de betão. Os materiais empregues apresentavam as seguintes características descritas na Tabela 4:

Tabela 4 - Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Klingner e Bertero

Materiais	Tensão Média de Rotura à Compressão
Tijolos de cerâmicos	42.0 MPa
Blocos de betão	20.7 MPa
Argamassa	30.7 MPa
Parede de tijolo cerâmico	24.1 MPa
Parede de blocos de betão	19.0 MPa

Os pórticos e as paredes foram projectados de forma a satisfazerem as seguintes exigências:

- Garantir uma grande dissipação de energia através das fendas distribuídas pelas paredes; para tal nestes elementos foram colocadas armaduras nas duas direcções com uma percentagem igual a 0.6% da área do painel. A ligação ao pórtico é feita através de varões de igual diâmetro e igual espaçamento aos colocados no painel de alvenaria.
- Foram adoptadas disposições especiais no que se refere às armaduras de esforço transversal nas vigas e pilares, com o intuito de minimizar a possibilidade de ocorrência de uma rotura frágil por corte do pórtico.

Os modelos reproduziram, a uma escala reduzida, metade dos três primeiros pisos de um pórtico real, com três vãos e onze pisos, que serviu de protótipo, ver Figura 1. No topo dos modelos, foram aplicadas forças horizontais alternadas e, nos pilares, forças verticais de forma a simular a acção dos pisos superiores.

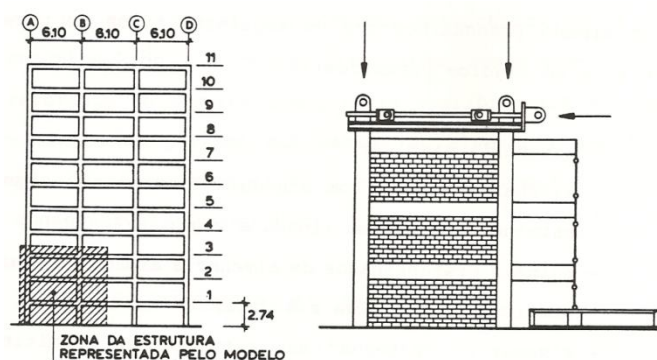


Figura 1 - Modelo estudado por Klingner e Bertero

Dos ensaios experimentais os autores deste trabalho concluíram que a rigidez inicial dos pórticos preenchidos com paredes de alvenaria era 4.6 e 5 vezes superior à rigidez do pórtico virgem.

De acordo com os autores, o aumento da resistência e da capacidade de dissipar energia que se obtém através da introdução nos pórticos de alvenaria armada, é bastante significativo, podendo assim sobrepor-se ao efeito negativo que advém da colocação desta alvenaria armada que é o aumento da rigidez dos pórticos e consequentemente o aumento das forças sísmicas nele actuante.

2.2.3 JURINA [13]

Nos ensaios efectuados por Jurina, constavam provetes com pórticos de betão armado contendo o seguinte tipo de paredes de alvenaria:

- Alvenaria simples.
- Alvenaria armada com armadura horizontal e vertical, estando esta última ligada à viga.
- Painéis pré-fabricados de alvenaria armada cuja armadura vertical se encontrava ligada à viga.
- Alvenaria “denteada” nas extremidades permitindo uma boa ligação aos pilares do pórtico (pórtico betonado contra a parede).

Na Tabela 5 encontram-se apresentadas as características relativas à tensão média de rotura dos materiais usados.

Tabela 5 - Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Jurina

Materiais	Tensão Média de Rotura à Compressão
Tijolo	10.0 MPa
Argamassa	8.1 MPa
Paredes	2.9 MPa
Corte das paredes	0.5 MPa
Betão	Entre 5.9 e 20.5 MPa

Os modelos ensaiados não tinham forças verticais aplicadas nos pilares. Nos modelos foram também impostos deslocamentos horizontais alternados.

Deste trabalho o autor conclui que a resistência obtida para os pórticos preenchidos era superior aos pórticos não preenchidos com paredes de alvenaria, sendo a força horizontal máxima 3.1 a 5.4 vezes superior para os preenchidos. Verificou-se também que a rigidez inicial dos pórticos preenchidos era entre 4 a 30 vezes superior face aos não preenchidos, sendo o valor mais baixo obtido para o pórtico com painéis pré-fabricados e o valor mais alto referente ao pórtico com alvenaria armada. O modelo cujo pórtico foi betonado contra a parede, sendo esta “denteada” nas extremidades, apresentou uma resistência praticamente igual à do modelo em que o pórtico foi preenchido com alvenaria simples. O modelo onde foi verificada maior resistência foi aquele em que se utilizou alvenaria armada.

2.2.4 PARDUCCI ET AL. [14]

No estudo efectuado por estes autores foram ensaiados pórticos de betão armado preenchidos ou não com paredes de alvenaria de tijolo cerâmico furado e perfurado. Dos pórticos usados neste trabalho experimental, metade apresentava a viga superior com uma altura de 0.40 metros e na outra metade a viga apresentava uma altura de 0.10 metros com o intuito de simular uma laje. Outra particularidade deste estudo, foi que em dois modelos a parede não preenchia por completo os vãos dos pórticos, existindo um espaço de 6 centímetros entre o pilar e o painel de alvenaria; esse espaço continha dois apoios de neoprene, um na parte superior e outra na parte inferior, com o objectivo de transmitir as cargas aplicadas à parede de alvenaria. A percentagem da armadura longitudinal dos pilares foi de $\rho=0.8\%$ e $\rho=1.2\%$, sendo o espaçamento das cintas e estribos constante. No topo dos modelos foram impostos deslocamentos horizontais alternados (± 40 mm), não tendo sido aplicadas forças verticais nos pilares. Na Figura 2 apresentam-se as características geométricas dos modelos e os diagramas força horizontal-deslocamento obtidos nos ensaios.

Neste estudo, os autores concluíram que o aumento de resistência dos pórticos preenchidos face aos pórticos não preenchidos era cerca de 2.1 a 3.3 vezes superior, sendo mais significativo nos modelos com tijolo perfurado. Durante os ensaios verificou-se que ocorria uma rotura por corte dos pilares numa fase muito prematura. Esta rotura ocorria no primeiro ciclo de deslocamentos impostos e muito possivelmente era devida a uma disposição pouco cuidada das cintas nos pilares. Com efeito, no segundo ciclo de carga verificava-se uma degradação da resistência dos pórticos entre 30% e 75%. Verificou-se também que os modelos com pórticos preenchidos, no segundo ciclo, apresentavam resistências inferiores face aos não preenchidos. É ainda de salientar, que nos provetes onde foram

colocados os apoios de neoprene se verificaram menos danos, apresentando-se este sistema mais eficiente que o dos restantes modelos.

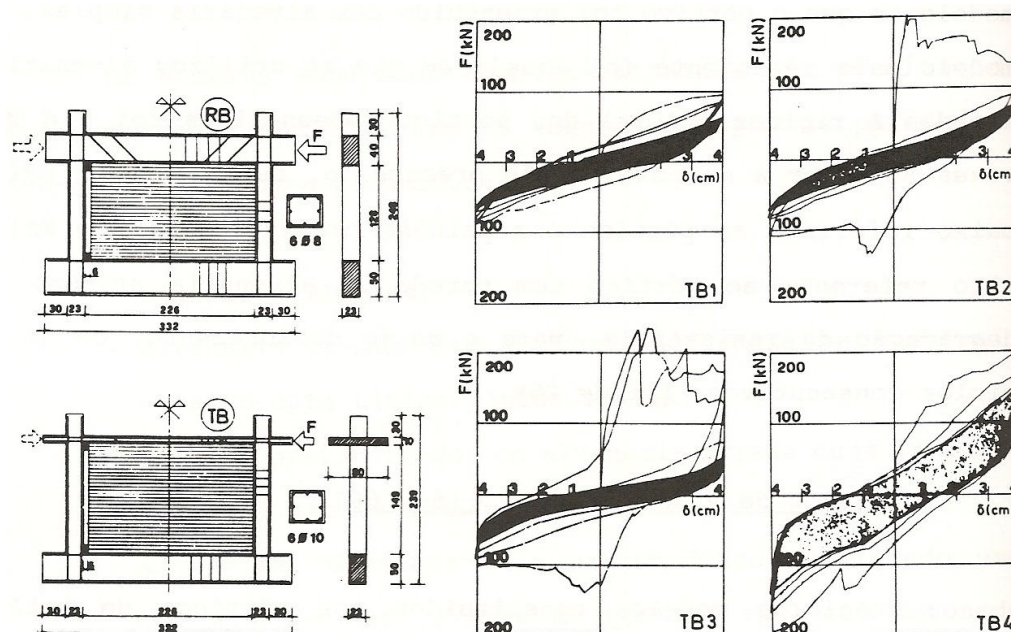


Figura 2 - Características geométricas dos modelos e diagramas força horizontal-deslocamento [14]

2.2.5 BROKKEN E BERTERO [15] [16]

O estudo experimental desenvolvido por estes autores constitui uma continuação do trabalho realizado por Klingner e Bertero [11] [12], sendo as características geométricas dos pórticos dos modelos ensaiados e a metodologia utilizada iguais nos dois casos. No entanto, Brokken e Bertero estudaram a influência no comportamento dos pórticos da existência de paredes apenas nos pisos superiores ou em todos os pisos, e de um maior número de tipos de paredes, aplicadas nos modelos ensaiados:

- Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos;
- Paredes de alvenaria de blocos de betão correntes;
- Paredes de alvenaria de blocos de betão, cujos septos exteriores apresentavam superfícies rugosas (“split”) e sobre as faces dos quais foi aplicado um revestimento armado;
- Paredes de betão normal ou leve.

Os materiais estudados, apresentavam as seguintes características médias indicadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Brokken e Bertero

Materiais	Tensão Média de Rotura à Compressão
Tijolo cerâmico	42.1 MPa
Blocos de betão	20.7 MPa
Blocos de betão “split”	13.1 MPa
Argamassa	Entre 3.2 e 37.6 MPa

A maior parte dos painéis de alvenaria foram armados nas duas direcções, com percentagens de armaduras na ordem dos 0.6% da secção da parede.

Depois de serem ensaiados, verificou-se que em alguns modelos, as paredes apresentavam alguns danos. Assim sendo procedeu-se à substituição destes panos de parede, bem como à reparação dos pórticos através de injecções de resinas epoxy.

Dos ensaios efectuados, concluiu-se que o aumento da resistência dos pórticos preenchidos face aos não preenchidos era de 2.2 a 7.9 e 1.7 a 11.7 vezes superior. Os valores obtidos mais baixos são referentes ao modelo sem parede no primeiro piso, e os mais elevados são referentes aos modelos com paredes de betão armado nos três pisos. Registou-se ainda uma degradação média da resistência, para o mesmo deslocamento em dois ciclos consecutivos de 17%.

De todo o trabalho experimental efectuado, os autores concluíram:

- O comportamento dos modelos reparados foi satisfatório.
- A inclusão de paredes nos pórticos constitui uma boa solução de reforço, desde que seja garantida a ligação destes elementos.
- As paredes constituídas por blocos de betão “split” sobre as quais foi aplicado um revestimento armado foram as que demonstraram ter mais aptidão para serem utilizadas no reforço de estruturas existentes.

2.2.6 ZARNIC E TOMAZEVIC [17]

Estes autores procederam ao ensaio de provetes constituídos por pórticos de betão armado, preenchidos ou não com paredes de alvenaria de blocos de betão. Os modelos apresentavam as seguintes diferenças:

- Um modelo constituído apenas pelo pórtico de betão armado;
- Dois modelos, com paredes de alvenaria não armada;
- Dois modelos com paredes de alvenaria armada horizontalmente (mas não ligada aos pilares do pórtico), sendo a percentagem de armadura de 0.29% da secção da parede;
- Dois modelos com características iguais aos anteriores, estando, no entanto, a armadura das paredes ligada aos pilares dos pórticos;
- Dois modelos com características iguais aos anteriores, sendo acrescentada à alvenaria uma armadura vertical na zona adjacente à viga à qual estava ligada.

Os materiais ensaiados apresentavam as características enunciadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Zarnic e Tomazevic

Materiais	Tensão Média de Rotura à Compressão
Blocos de betão	12.1 MPa
Argamassa	10.1 MPa
Parede de alvenaria	5.4 MPa
Betão utilizados nos pórticos	15.3 MPa

A percentagem da armadura longitudinal dos pilares e das vigas dos pórticos foi de $\rho=2.1\%$, sendo a armadura transversal constituída por cintas e estribos helicoidais, com um espaçamento de 5 cm.

Os modelos foram submetidos a deslocamentos horizontais alternados, impostos ao nível das vigas, não tendo sido aplicada qualquer força vertical nos pilares. As distorções máximas impostas aos modelos durante os ensaios foram de 5%.

No final deste trabalho experimental, obtiveram-se as seguintes conclusões:

- O processo construtivo utilizado não influenciou significativamente o comportamento dos modelos. Na generalidade, as primeiras fendas ao longo das juntas horizontais das paredes e da junta vertical junto aos pilares foram observadas para deslocamentos horizontais de $\delta=1\text{mm}$ ($\gamma=0.12\%$). Para deslocamentos maiores formaram-se fendas segundo a diagonal das paredes.
- A rigidez inicial dos pórticos preenchidos foi de 6 vezes superior ao não preenchido.
- A resistência dos pórticos preenchidos foi superior à dos não preenchidos. A força horizontal máxima registada para os primeiros foi 40% superior à registada para os segundos. Este aumento, relativamente baixo, deveu-se à ocorrência de numerosas fendas horizontais ao longo das juntas das paredes, na fase inicial dos ensaios, provocadas possivelmente pela má execução destas.
- Uma degradação da resistência de aproximadamente 25% foi observada para o mesmo deslocamento, em dois ciclos consecutivos.
- A presença de armadura horizontal nas paredes e a sua ligação aos elementos do pórtico não alterou de forma apreciável o comportamento dos pórticos preenchidos.

2.2.7 STYLIANIDIS [18]

Os modelos ensaiados eram constituídos por pórticos de betão armado preenchidos ou não com paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos. Neste trabalho foi analisada a influência dos seguintes parâmetros:

- A existência ou não de forças verticais aplicadas nos pilares. Em alguns modelos não foi aplicada qualquer força nestes elementos e, nos restantes, foi aplicada uma força correspondente a 14% do seu esforço normal resistente.
- As condições de ligação entre a parede de alvenaria e o pórtico. Em metade dos modelos efectuou-se o preenchimento perfeito, com argamassa, das juntas existentes entre aqueles dois elementos, pretendendo-se assim, obter uma boa ligação, enquanto nos restantes modelos se manteve um espaço de 1 mm entre as paredes e as faces interiores dos pórticos.
- A qualidade de argamassa utilizadas na execução das paredes.
- A presença de um lintel de betão armado, desligado do pórtico e localizado a meia altura da parede, dividindo-a em dois panos. Em metade dos modelos ensaiados foi executado o referido lintel.

Os materiais utilizados neste trabalho experimental apresentavam as características descritas na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Stylianidis

Materiais	Tensão Média de Rotura à Compressão
Tijolos de cerâmicos	5.8 MPa
Argamassa tipo 1	10.7 MPa
Argamassa tipo 2	3.7 MPa
Parede com argamassa tipo 1	3.0 MPa
Parede com argamassa tipo 2	1.9 MPa
Betão	25.2 MPa

Os pórticos foram armados de forma a que a percentagem de armadura longitudinal das vigas e pilares fosse $\rho=1\%$, sendo os nós armados e reduzindo o espaçamento das cintas e estribos nas zonas adjacentes a estes.

Foram impostos deslocamentos horizontais alternados no topo dos modelos. As distorções máximas impostas durante os ensaios foram de 2.4% e 3.0%, para os modelos com e sem alvenaria, respectivamente.

Este trabalho experimental permitiu tirar as seguintes conclusões:

- O mecanismo de rotura dos modelos constituídos por pórticos preenchidos foi semelhante aos dos pórticos não preenchidos, com excepção de alguns casos em que se formaram rótulas plásticas a meia altura dos pilares.
- Os diagramas força horizontal deslocamento dos pórticos preenchidos revelaram a ocorrência do efeito de “pinching” mais acentuado que o mesmo diagrama do pórtico não preenchido, ver Figura 3 e Figura 4.

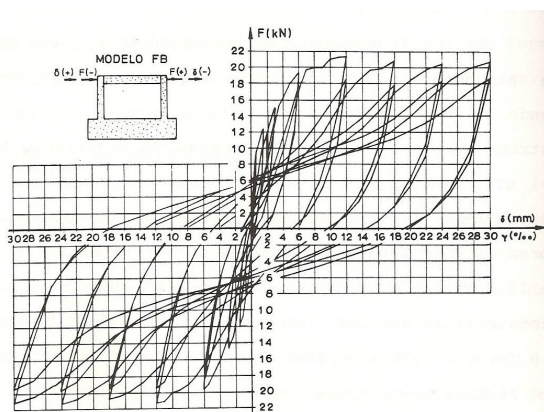


Figura 3 - Diagrama força horizontal deslocamento de um pórtico não preenchido [18]

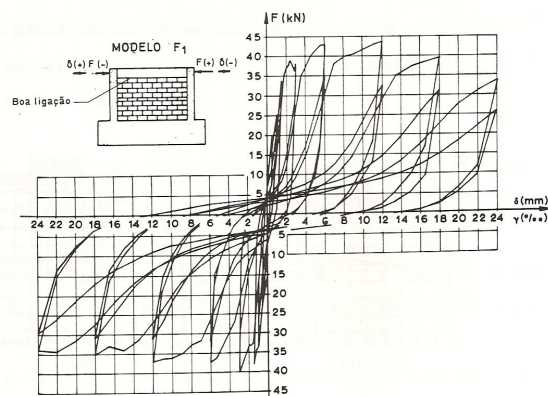


Figura 4 - Diagrama força horizontal deslocamento de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria [18]

- Registou-se um aumento médio de rigidez inicial dos pórticos preenchidos relativamente aos não preenchidos de 5.3 a 4.5 vezes, respectivamente, para os modelos com e sem forças verticais aplicadas nos pilares.

- A relação entre as forças máximas registadas nos pórticos preenchidos e nos pórticos não preenchidos, apresentou valores médios da ordem de 1.8 a 1.6, respectivamente, nos modelos com e sem forças verticais aplicadas nos pilares.
- O coeficiente de ductilidade médio dos pórticos foi de 4.9 e 13.9 para os modelos com forças verticais aplicadas nos pilares e de 6.1 e 14.9 para os modelos em que não foram aplicadas aquelas forças.
- Foi observada uma degradação de resistência de aproximadamente 15% para o mesmo deslocamento, em dois ciclos consecutivos.
- Os parâmetros estudados neste trabalho tiveram os seguintes efeitos no comportamento dos modelos: a aplicação de forças verticais nos pilares aumentou a resistência, a rigidez inicial e a energia dissipada, reduzindo ligeiramente a ductilidade; a boa ligação entre as paredes de alvenaria e os pórticos aumentou a resistência, a rigidez inicial e a energia dissipada, não sendo a ductilidade afectada significativamente.
- A utilização, na construção das paredes de alvenaria, de uma argamassa com elevada resistência à compressão, aumentou apenas ligeiramente a resistência e a rigidez inicial, não influenciando a energia dissipada nem a ductilidade.
- A presença do lintel de betão armado a meia altura da parede reduziu a resistência, a rigidez inicial e a energia dissipada para baixas distorções, tendo estes parâmetros aumentado para distorções elevadas, e não tendo sido afectada a ductilidade.

2.2.8 GOVINDAN ET AL. [19] [20]

Os modelos ensaiados eram constituídos por pórticos de betão armado preenchidos ou não com paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos. Foram aplicadas forças horizontais alternadas em três pontos, não tendo sido aplicadas forças verticais nos pilares. O esquema de ensaio utilizado por Govindan et al. está representado na Figura 5.

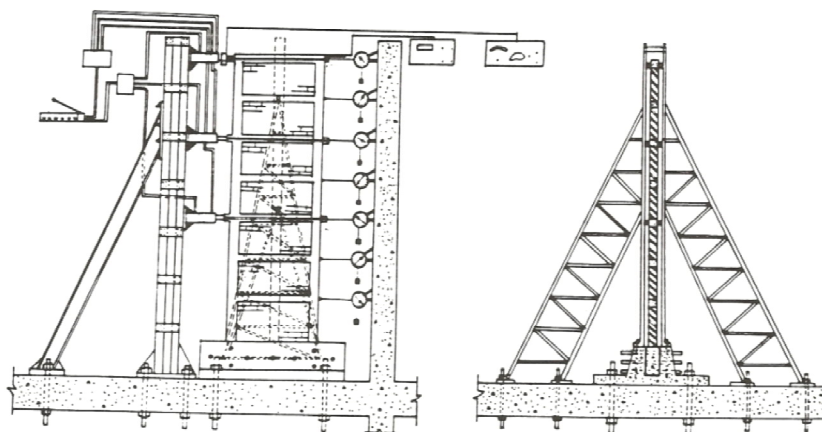


Figura 5 - Dispositivo de ensaio de um pórtico preenchido com paredes de alvenaria de tijolo à escala 1:4 [19]

Os resultados obtidos nos ensaios permitiram concluir que a resistência e a rigidez inicial dos pórticos preenchidos eram, respectivamente 2 e 5 vezes superiores às do pórtico não preenchido. Verificou-se ainda que a existência das paredes fez aumentar a energia total dissipada e reduzir o coeficiente de ductilidade do pórtico inicial.

Num trabalho anterior estes autores ensaiaram dois modelos com características idênticas às dos já descritos, constituídos por pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos, com e sem aberturas. A finalidade deste estudo foi analisar a influência das aberturas no comportamento dos modelos. Aos modelos foram aplicadas apenas forças horizontais alternadas. Os resultados obtidos permitiram concluir que a existência de aberturas originava uma redução na resistência de aproximadamente 11%, um aumento da ductilidade e uma redução da energia dissipada da ordem dos 10%. Verificaram ainda que o mecanismo de rotura era independente da existência ou não de aberturas e que as rótulas plásticas se formaram aproximadamente a $\frac{1}{4}$ da altura dos pilares.

2.2.9 CONCLUSÃO

Em todos os trabalhos experimentais apresentados, os modelos neles ensaiados foram constituídos por pórticos de betão armado, sendo alguns preenchidos com paredes de betão armado e, a grande maioria preenchidos com paredes de alvenaria, simples ou armada, de tijolo cerâmico ou blocos de betão. Diversas foram também as variáveis introduzidas nos modelos ensaiados: características das paredes, existência ou não de armadura nas paredes, características da ligação das paredes aos pórticos, aberturas nas paredes, existência ou não de forças verticais aplicadas nos pilares e ainda a existência de um lintel de betão localizado a meio da parede.

É evidente a dificuldade que existe para efectuar uma análise comparativa dos resultados obtidos nos diversos ensaios, se se atender às diferenças geométricas dos modelos, às características mecânicas dos materiais utilizados na sua construção, às disposições construtivas aplicadas e aos processos construtivos utilizados na sua execução.

Assim, serão apresentadas algumas conclusões qualitativas, baseadas nos resultados obtidos nos ensaios dos modelos, no que se refere à sua resistência, rigidez e mecanismo de rotura.

A resistência dos pórticos preenchidos aumentou em relação aos não preenchidos entre 1.6 e 7.9 vezes, excepto nos ensaiados por Zarnic e Tomazevic [17], nos quais este aumento foi de apenas 40%, o que pode ser atribuído a uma execução deficiente das paredes dos modelos, as quais fissuraram ao longo das suas juntas nas fases iniciais dos ensaios.

A degradação de resistência, para o mesmo deslocamento, em dois ciclos consecutivos, variou entre 15% e 25%, excepto nos ensaios de Parducci et al. [14] e Leuchards et al. [10], nos quais esta degradação foi de respectivamente 30% a 75% e 33%, o que poderá ser atribuído à pequena percentagem de armadura transversal utilizada nos pilares e à consequente rotura prematura por corte destes elementos, devido aos fenómenos de interacção entre os pórticos e as paredes.

É também claro o aumento da rigidez inicial dos pórticos preenchidos, tendo-se registado valores desde 1.7 a 32 vezes superiores à dos pórticos não preenchidos.

A colocação de armadura horizontal nas paredes de enchimento não demonstrou influenciar de forma significativa, a resistência e a rigidez inicial dos modelos.

A existência de aberturas, provocou uma redução de resistência e rigidez inicial dos modelos.

A construção de um lintel de betão armado a meia altura da parede, originou aumentos da resistência e da rigidez inicial dos pórticos preenchidos, apenas para elevados níveis de distorção.

De uma forma geral, excluindo os dois últimos casos apontados, pode-se dizer que os resultados dos ensaios apontam sempre para um aumento da resistência e rigidez inicial dos pórticos, devido à existência de paredes de enchimento, sendo este aumento mais significativo quando as paredes são de

alvenaria armada nas duas direcções ou de betão armado, e ainda quando é garantida uma ligação perfeita entre os pórticos e as paredes. Em paredes de enchimento constituídas por alvenarias simples, para valores mais elevados da resistência ao corte destas, observa-se um aumento de resistência e rigidez do conjunto.

Os fenómenos de interacção entre as paredes e os pórticos podem dar origem à formação de rótulas plásticas em zonas dos pórticos não previstas inicialmente. Nos ensaios de Stylianides [18] e Govindan et al. [19], formaram-se rótulas plásticas, nos pilares dos pórticos, em zonas localizadas, respectivamente a $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{4}$ da altura daqueles elementos.

2.3 ENSAIOS FORA DO PLANO

O comportamento de pórticos metálicos e de betão armado, preenchidos com diversos tipos de paredes, quando submetidos a acções para fora do plano, tem sido hoje em dia alvo de diversos estudos baseados sobretudo em trabalhos experimentais, como se pode observar na Tabela 9.

Tabela 9 - Apresentação de trabalhos com cargas para fora do plano em pórticos preenchidos com paredes

Referências	Número de ensaios e escala dos modelos	Características dos pórticos	Características das paredes de enchimento	Dimensão das paredes e relação L/H (cm)	Características variáveis
Dawe e Seah [21] (1989)	9 1:1	• Metálicos • 1vão • 1 piso	• Paredes de alvenaria de blocos de betão com e sem armadura horizontal	• 360x280 (1.3)	• Existência de armadura nas paredes. • Espessuras das paredes • Condições fronteira • Existência de abertura
Flanagan e Bennett [22] (1999)	- -	• Metálicos • 1vão • 1 piso	• Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos	• 240x240 (1.0)	• Espessuras das paredes • Secção das vigas e pilares • Sequência de ensaios
Angel e Abrams [23] (1994)	8 1:1	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos	• 274x274 (1.0)	• Espessuras das paredes
Calvi, Bolognini e Penna [24] (2004)	- 1:1	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos com e sem armadura horizontal • Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos com reboco armado	• 245x245 (1.0)	• Tipos de reforços • Níveis de deslocamento no plano impostos
Griffith et al. [25] (2006)	8 1:1	• 1vão • 1 piso	• Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos	• 400x250 (1.6) • 250x250 (1.0)	• Tipo de paredes • Condições de apoio das paredes
Komaraneni [26] (2009)	3 1:2	• Betão armado • 1vão • 1 piso	• Paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos	• 246x143 (1.7) • 250x150 (1.6)	• Secção das vigas e pilares • Existência de parede com subdivisão interior

As paredes de alvenaria são elementos que apesar de serem bastante rígidos são bastante frágeis para tensões de corte principalmente quando carregados paralelamente ao seu plano. Após ocorrer um sismo, fendas diagonais (em forma de x) podem ser observadas nos painéis de alvenaria, que se entende entre os cantos. Estas fendas são o resultado de uma grande rigidez no plano e de uma fraca resistência diagonal à tracção. Mas um sismo possui componentes de aceleração em todas as direcções pelo que surgem também solicitações fora do plano. O padrão de fendas diagonais, resultantes das acções no plano, diminui fortemente a resistência da parede para acções fora do plano.

Trabalhos desenvolvidos no passado sobre a resistência das alvenarias não reforçadas para fora do plano mostraram que o efeito de arco pode ser dominante para painéis que estejam restringidos nas suas fronteiras por pórticos relativamente rígidos, ou por um painel contínuo adjacente.

Painéis de alvenaria que estejam ligados rigidamente aos pórticos ou que pelo menos estejam separados deste por uma pequena abertura, demonstram grande resistência para fora do plano quando comparados com as alvenarias que não se encontram ligadas aos pórticos.

Situações de reforço em painéis de alvenaria têm sido estudadas bem como estudos têm sido efectuado para que melhor se possa simular as condições reais de um sismo. Serão também apresentados alguns dos trabalhos que têm contribuído para o bom comportamento das estruturas de alvenaria em situações de sismos.

2.3.1 DAWE E SEAH [21]

Na investigação levada a cabo por estes autores foram considerados nove provetes com dimensões de 3.6x2.8 metros, cada um dos quais era constituído por alvenaria de blocos de betão com furação vertical inseridos num pórtico de aço. Todos os provetes foram sujeitos a uma carga aplicada na superfície da alvenaria que aumentava uniformemente ao longo do tempo. Esta carga era transmitida à alvenaria através de airbags insufláveis anexados a um painel.

Este trabalho tinha como objectivo a análise de diversos parâmetros, daí o vasto número de provetes utilizados. Os provetes WE1 e WE2 foram preparados com o objectivo de avaliar os efeitos do reforço ou não das juntas horizontais da parede de alvenaria. O provete WE3 era um provete idêntico a WE1 e a WE2 mas seco, com o intuito de avaliar o contributo da tensão de tracção das juntas de argamassa no painel de alvenaria. Os provetes WE4 e WE5 avaliaram o contributo da espessura. Os provetes WE6, WE7 e WE8 tinham como objectivo a comparação de diferentes condições fronteira. Por fim o provete WE9 apresentava uma abertura central. As características dos diversos provetes encontram-se descritas sob a forma de resumo na Tabela 10.

Tabela 10 - Características dos provetes ensaiados por Dawe e Seah

	WE1	WE2	WE3	WE4	WE5	WE6	WE7	WE8	WE9
Espessura (mm)	190	190	190	140	90	190	190	140	190
Junta	Reforçada	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Reforçada	Normal	Normal
Escorregamento	Livre	Livre	Livre	Livre	Impedido verticalmente	Impedido verticalmente	Impedido verticalmente	Impedido em todas as direcções	Impedido em todas as direcções
Nota	---	---	seco	---	- -	20 mm de espaçamento entre viga superior e painel	20 mm de espaçamento entre viga superior e painel	---	Abertura central

O procedimento de ensaio consistia na aplicação de uma pressão uniforme com incrementos graduais de 0.2 kPa até à abertura da primeira fenda passando depois para incrementos graduais de 0.4 kPa até ao final do ensaio. No fim da aplicação de cada incremento de carga, a pressão aplicada era mantida a um nível constante com o intuito que o sistema estabilizasse para que pudessem ser efectuadas as medições.

Dos resultados experimentais obtidos concluiu-se que o comportamento dos provetes podia ser dividido em quatro estados, em função da carga aplicada e da deformação obtida, ver Figura 6. O estado 1 é caracterizado por um comportamento linear elástico até à abertura da primeira fenda. O estado 2 consistia na propagação das fissuras iniciais e desenvolvimento da linha de rotura que iria caracterizar o mecanismo de colapso. O estado 3 é caracterizado pelo efeito de arco da alvenaria confinada, causando o aumento da carga até um nível superior ao que se esperava face à comparação com os modelos numéricos. No estado 4 a carga diminui face ao cada vez maior grau de fissuração da parede de alvenaria, devido ao esmagamento por compressão e a parede colapsa.

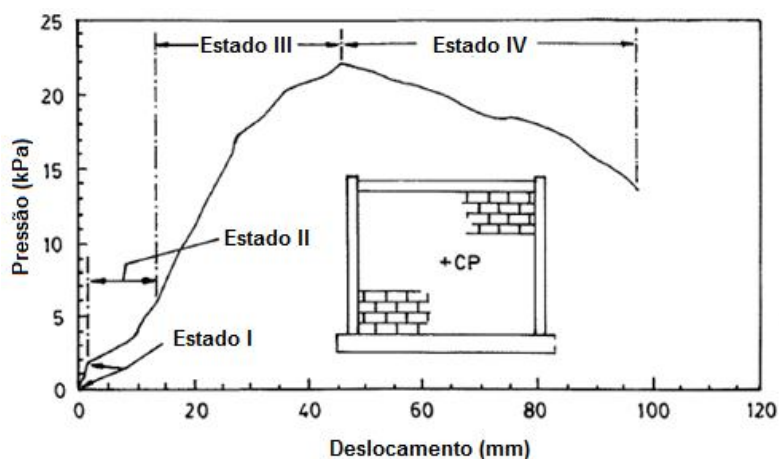


Figura 6 - Comportamento do provete em função da carga aplicada e deformação [21]

Deste trabalho Dawe e Seah concluíram que:

- Os provetes com juntas reforçadas demonstraram maior ductilidade durante todo o ensaio; nestes provetes o aparecimento da primeira fenda, ocorria para valores de carga superiores aos verificados para provetes sem juntas reforçadas.
- O aumento da espessura dos painéis tem um efeito positivo no desenvolvimento do efeito de arco e por conseguinte obtêm-se cargas de rotura superiores. Contudo este efeito é rapidamente anulado quando se aumenta o comprimento dos painéis.

2.3.2 FLANAGAN E BENNETT [22]

Estes autores levaram a cabo uma série de ensaios bidireccionais em pórticos de estrutura metálica com paredes de alvenaria confinadas com o intuito de avaliar a interacção das forças dentro e fora do plano. Os autores pretendiam compreender o comportamento das paredes de alvenaria danificadas.

Na Tabela 11 faz-se o resumo das características geométricas dos provetes utilizados.

Tabela 11 - Características geométricas dos provetes usados por Flanagan e Bennett

Provete	Dimensões do Painel			Dimensões do Pórtico	
	Espessura (mm)	Comprimento (mm)	Altura (mm)	Pilar	Viga
2	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
25	100	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
18	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
22	330	2240	2240	W410 x 60	W460 x 113
19	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
20	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
23	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
11	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52
13	200	2240	2240	W250 x 45	W310 x 52

O ensaio efectuado no plano serviu de controlo para os ensaios combinados que se iriam efectuar. A carga encontrava-se aplicada na viga e consistia num conjunto de ciclos de deslocamentos impostos ao provete. À medida que aumentavam os deslocamentos impostos ao pórtico, a junta de argamassa que ligava o painel à viga fendilhava, bem como também fendilhavam as juntas de argamassa do canto superior. A seguir começou-se a formar a fenda diagonal ao longo da superfície do painel que caracteriza este tipo de ensaios. Por fim ocorreu a rotura da argamassa levando à rotura da alvenaria.

O comportamento observado nos ensaios fora do plano, foi caracterizado pela precoce fissuração das juntas de argamassa bem como pelo desenvolvimento de forças de membrana no painel em forma de linhas de rotura que dividiam o painel em segmentos separados. À medida que os segmentos se moviam para fora do plano da parede e rodavam na face dos pilares, ia-se desenvolvendo o arco característico neste tipo de ensaios, até que se dava a rotura final do painel.

A Tabela 12 apresenta os resultados obtidos por Flanagan e Bennett. Também é possível observar a sequência de ensaios que foi efectuada visto os provetes não estarem todos sujeitos às mesmas sequências de carga. Com este processo os autores pretendiam estudar quais as situações mais desfavoráveis para os painéis de alvenaria.

Tabela 12 - Resultados obtidos por R. D. Flanagan e R. M. Bennett

Provete	Fora do Plano		No Plano		Sequência de carga
	F _{máx} (kPa)	Desl. (mm)	F _{máx} (kPa)	Desl. (mm)	
2	-	-	183	27.4	Carga no plano
25	8.1	25.3	-	-	Carga fora do plano
18	26.6	11.5	-	-	Carga fora do plano
22	39.5	49.5	-	-	Carga fora do plano
19	21.7	19.3	145	18.8	No plano; fora do plano
20	20.7	10.9	183	18.3	Fora do plano; no plano
23	15.3	4.2	107	9.5	Combinada
11	-	-	149	15.8	Desl. fora do plano; no plano
13	-	-	182	19.5	Desl. fora do plano; no plano

O provete 19 foi sujeito a um forte carregamento no plano, até cerca de 80% da carga máxima obtida no provete 2, e posteriormente foi levado à rotura através da aplicação de uma pressão uniformemente distribuída perpendicular ao plano. O que foi verificado foi que a aplicação da carga inicial paralela ao plano, produziu no provete uma considerável perda de rigidez do mesmo, facto este que é evidenciado quando se compara a resposta deste provete, com a resposta obtida no provete 18 (provetes destinados ao controlo para os ensaios fora do plano). É de notar que o deslocamento obtido é bastante similar ao obtido no provete 18, contudo deslocado 5mm para a direita presumivelmente devido às deformações inelásticas ocorridas no ensaio no plano, ver Figura 7. Desta série de ensaios pode-se concluir que os painéis de alvenaria danificados possuem uma elevada resistência para fora do plano, contudo as deformações são superiores às obtidas em painéis não danificados.

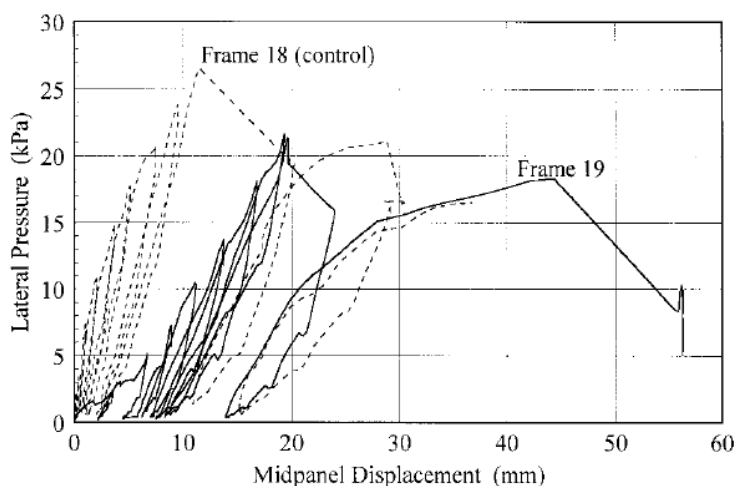


Figura 7 - Efeito do dano no plano na resposta obtida no ensaio para fora do plano [22]

Os provetes 11, 13 e 20 foram todos ensaiados no plano após terem sofrido carregamentos fora do plano. O provete 20 foi sujeito a ciclos de carga e descarga para fora do plano até cerca de 75% da sua resistência máxima nestas condições. De forma similar ao provete 18, este provete desenvolveu uma fenda horizontal e evidenciou o aparecimento do efeito de arco vertical. Após estes ciclos iniciou-se o ensaio no plano, em tudo idêntico ao efectuado no provete 2. O comportamento no plano, bem como a capacidade máxima de carga para estes provetes, foi similar ao provete 2. Todos os painéis tiveram roturas causadas por esmagamento dos cantos. Um facto curioso é que os painéis com pré-danos causados fora do plano, obtiveram para a carga de rotura, deslocamentos ligeiramente menores que a amostra de controlo. Do estudo efectuado dá-se a entender que se as cargas fora do plano forem bastantes fortes, o estado caracterizado pela fissuração diagonal no plano é eliminado e assim reduz-se a rigidez no plano. Ainda é de salientar que a pré-carga fora do plano, parece não ter nenhum efeito na resistência máxima de esmagamento dos cantos que ocorre nas cargas no plano.

2.3.3 ANGEL E ABRAMS [23]

Estes autores levaram a cabo a construção de vários painéis de alvenaria em pórticos de betão armado, aos quais aplicaram um conjunto de forças horizontais paralelas ao painel, até atingirem um deslocamento lateral igual a duas vezes o deslocamento verificado na altura da abertura da primeira fenda. Depois, estes mesmos painéis eram sujeitos à aplicação de uma pressão monotónica

perpendicular ao plano, exercida através de airbags até à rotura. Os esquemas de ensaio utilizados por Angel e Abrams podem ser observados na Figura 8 e Figura 9, onde se encontra representado o esquema de ensaio para os ensaios no plano e para fora do plano respectivamente.

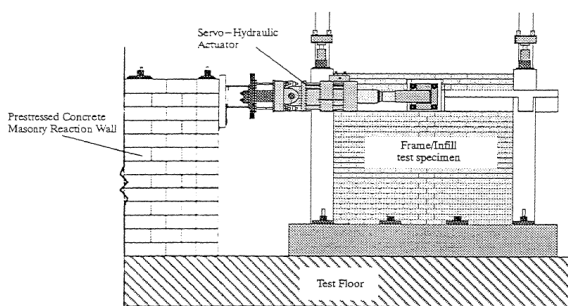


Figura 8 - Esquema de ensaio usado para o ensaio no plano [23]

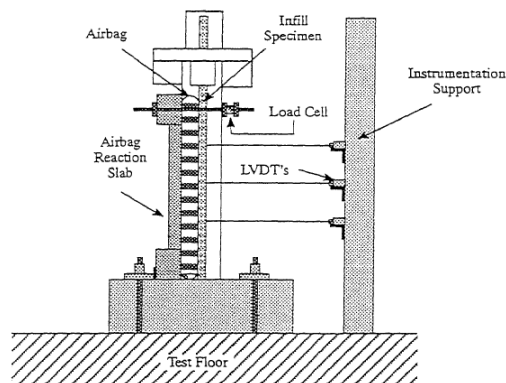


Figura 9 - Esquema de ensaio usado para o ensaio para fora do plano [23]

O programa de ensaio consistia em testar oito provetes à escala. Estes eram constituídos por painéis de alvenaria cerâmica ou de betão não reforçado inseridos em pórticos de betão armado.

Dos ensaios no plano, que iriam servir de base para os ensaios fora do plano, verificou-se que inicialmente ocorreu a separação entre o painel de alvenaria e o pórtico de betão armado, separação esta que começou de cima para baixo. À medida que a carga ia aumentando começaram-se a formar fendas diagonais que se dirigiam do centro do painel para o canto superior. Quando este ensaio foi parado, verificava-se no painel uma fenda diagonal ao longo de todo o painel.

Destes ensaios iniciais no plano, os autores obtiveram conclusões já conhecidas:

- A rigidez pórtico/painel diminui significativamente quando a primeira fenda se verifica.
- A resistência de corte da alvenaria é afectada directamente pelo tipo de argamassa utilizada.
- A rigidez do pórtico/painel é directamente proporcional à resistência máxima de compressão da alvenaria.

No que diz respeito aos ensaios fora do plano, inicialmente procedeu-se ao ensaio de um provete que ainda não tinha sido submetido a acções no plano, de modo a se puder ter um provete de controlo.

Do ensaio deste provete verificou-se que as primeiras fendas ocorriam simetricamente em relação ao centro do painel sob a forma de pequenas diagonais. À medida que o carregamento ia aumentando, as diagonais deslocavam-se a partir da zona central para ambos os cantos superiores. Quando as fendas diagonais atingiram o topo iniciou-se então o seu desenvolvimento da zona central para os cantos inferiores. Este processo evolutivo é evidenciado na Figura 10, Figura 11 e Figura 12 que representam as fendas formadas do início do ensaio até ao fim do mesmo, respectivamente.

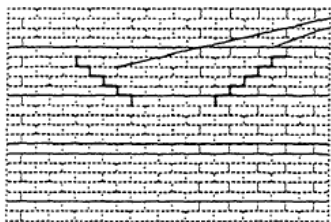


Figura 10 - Fase inicial de fendilhação [23]

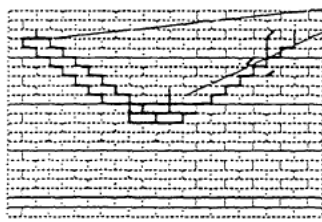


Figura 11 - Fase intermédia de fendilhação [23]

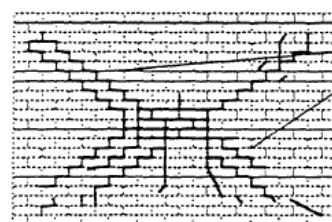


Figura 12 - Fase final de fendilhação [23]

De seguida na Figura 13 é apresentada o mapa de fendas, sendo também possível verificar a forma de deslocamento lateral obtido.

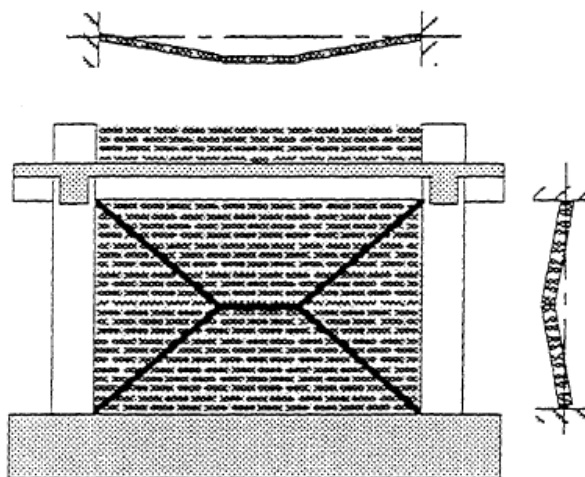


Figura 13 - Mapa de fendas e deslocamento obtidos nos ensaios para fora do plano [23]

Nos ensaios fora do plano efectuados aos provetes que previamente tinham sido submetidos a carregamentos no plano, o mapa de fissuração observado era em tudo similar ao obtido no ensaio ao provete de controlo. As diferenças residiam em que a resistência do painel de alvenaria tinha diminuído, facto este que se deve à reabertura das fendas formadas durante o ensaio no plano. Outro factor que se verificou foi a diminuição da resistência final de rotura.

Destes ensaios os autores obtiveram as seguintes conclusões:

- O mapa de fissuração de um painel sujeito a acções no plano e fora do mesmo, é bastante similar ao mapa obtido para ensaios efectuados só para fora do plano.
- A aplicação de carregamentos repetitivos na região elástica do painel não afecta a rigidez do provete.
- A aplicação de um carregamento no plano do painel aumenta ligeiramente a rigidez para fora do plano.
- Para painéis com elevados coeficientes de esbelteza, as fendas que advêm do ensaio no plano reduzem a resistência para fora do plano do painel.
- Forças verticais no sentido gravítico aplicadas ao provete aumentam ligeiramente a rigidez do painel, contudo a sua resistência para fora do plano mantém-se.

2.3.4 CALVI, BOLOGNINI E PENNA [24]

Estes autores levaram a cabo uma série de ensaios com o intuito de conhecer a resposta sísmica de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria. Os ensaios efectuados englobavam análises no plano e fora do plano. Os ensaios no plano eram efectuados através da aplicação de deslocamentos horizontais, com patamares entre 0.1% e 3.6% drift, sendo efectuados três ciclos para cada patamar. Os ensaios para fora do plano consistiam na aplicação de cargas monotónicas em quatro pontos distintos da parede.

O que os autores pretendiam estudar era:

- Comparar a resposta no plano de painéis de alvenaria com e sem reforço para diferentes intensidades de sismos, com o intuito de avaliar os potenciais danos obtidos;
- Avaliar o potencial de painéis de alvenaria com e sem reforço quando sujeitos a diferentes intensidades de forças fora do plano, depois de terem sido sujeitos a danos no plano;

Neste estudo três situações distintas de reforço foram estudados: sem reforço, reforço na junta colocado horizontalmente e reforço colocado no reboco verticalmente, ver Figura 14. O reforço colocado na argamassa era espaçado de 600 mm resultante de uma percentagem entre 0.08% e 0.1%. A percentagem de reforço colocado no reboco era aproximadamente a mesma, contudo era colocada nas direcções verticais e horizontais o que implicava aproximadamente o dobro do peso total de aço. Salienta-se que o peso total de aço para cada painel era menos de 10 kg para os painéis com junta horizontal armada e menos de 20 kg para os painéis com reboco armado.

Todos os ensaios foram efectuados com duas cargas verticais nos pilares para simular os pisos superiores. Não existiam cargas aplicadas na viga do pórtico, o que constitui um desvio da realidade.

Do plano de ensaio foram considerados drifts iguais a 0.1, 0.2, 0.3 e 0.4% para o estado de serviço, e drifts de 1.2 e 3.6% foram considerados significativos para explorar o estado limite último.

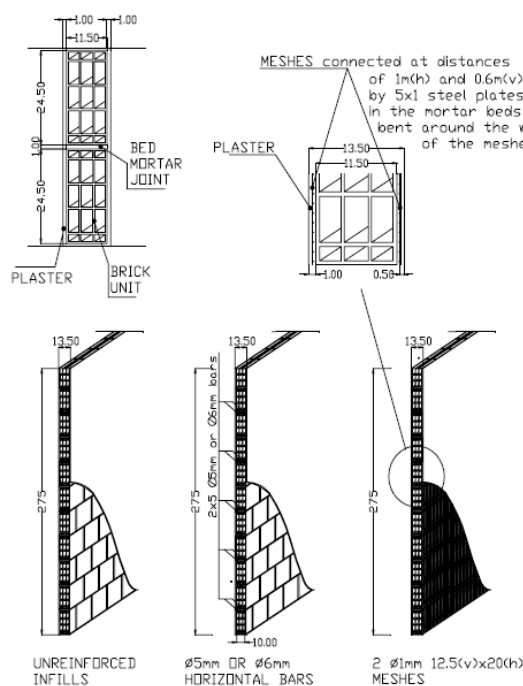


Figura 14 - Características geométricas e tipos de reforços usados [24]

Algumas conclusões foram retiradas dos ensaios no plano efectuados:

- A rigidez inicial dos pórticos com painéis de alvenaria era significativamente superior à do pórtico sem painel de alvenaria. Não era significativo o ganho de rigidez obtido nos pórticos com painéis reforçados.
- Nas respostas dos pórticos com painéis de alvenaria, à medida que aumentavam os drifts impostos, estes cada vez mais apresentavam um comportamento similar aos pórticos sem painéis de alvenaria.
- Todos os tipos de reforço são eficientes ou reduzem significativamente o dano do painel.
- Foram usados nos provetes com junta horizontal armada dois tipos de diâmetros diferentes, contudo esse facto não se relevou significativo para os resultados obtidos.
- A presença de reforço no reboco melhora de forma bastante significativa a rigidez, a capacidade de energia de dissipação e a força máxima obtida.

No final dos ensaios para fora do plano obtiveram-se as seguintes conclusões:

- Existe um enorme efeito benéfico do reforço, principalmente do reforço colocado verticalmente no reboco.
- Para os painéis não reforçados a aceleração para produzir colapso era de 2.5 g, mas esta reduz-se para 0.5 e 0.7 g depois de este sofrer danos no plano.
- A presença de reforço nas juntas horizontais aumenta estes valores para 2.8 e 1.4 g e para o reforço no reboco obtêm-se valores até 3.5 g para drift no plano de 0.4% e 1.6 g para drifts de 1.2% no plano.
- Na Tabela 13 é apresentado o resultado dos ensaios para fora do plano.

Tabela 13 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios para fora do plano

Reforço	Ensaio	Pré drift no plano	F kN	Deslocamento mm	Aceleração g	Pressão kPa	Rigidez kN/m	Período s
Sem reforço	2	1.20%	6	--	0.46	1	180	0.546
Barra	3	--	--	--	--	--	--	--
Murfor	4	0.40%	17.2	53	1.289	2.87	5160	0.102
Malha	5	1.20%	21.41	22	1.605	3.57	2676	0.142
Sem reforço	6	0.40%	9	37	0.675	1.5	720	0.273
Barra	7	0.40%	19.7	44	1.477	3.28	2814	0.138
Murfor	8	0.40%	17.5	48	1.312	2.92	1400	0.196
Malha	9	0.40%	46.6	28	3.493	7.77	11184	0.069
Sem reforço	10	--	33.7	13	2.526	5.62	11642	0.068
Murfor	11	--	36.77	45	2.756	6.13	11977	0.067

2.3.5 GRIFFITH M. C. ET AL [25]

Estes autores efectuaram ensaios para fora do plano usando um sistema, onde as cargas eram introduzidas nos painéis de alvenaria através de airbags. Para tal consideraram na sua pesquisa oito modelos à escala real de paredes de alvenaria de tijolo de argila.

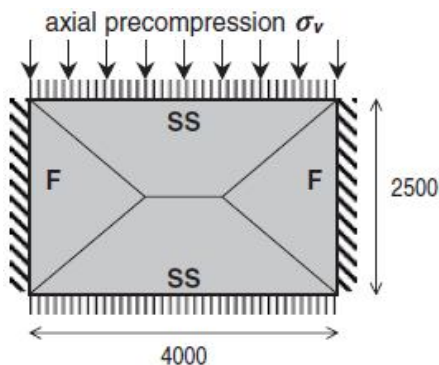


Figura 15 - Características geométricas dos modelos 1 e 2 [25]

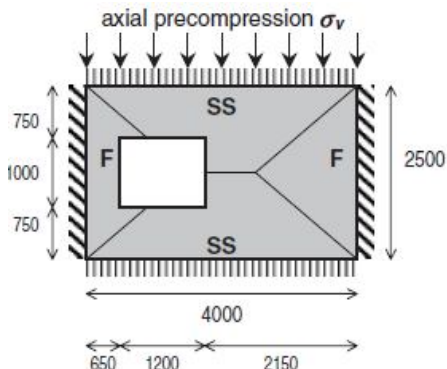


Figura 16 - Características geométricas dos modelos 3, 4 e 5 [25]

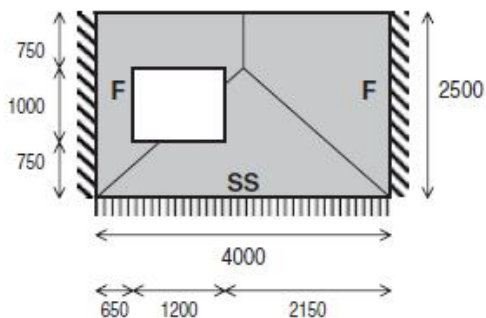


Figura 17 - Características geométricas do modelo 6 [25]

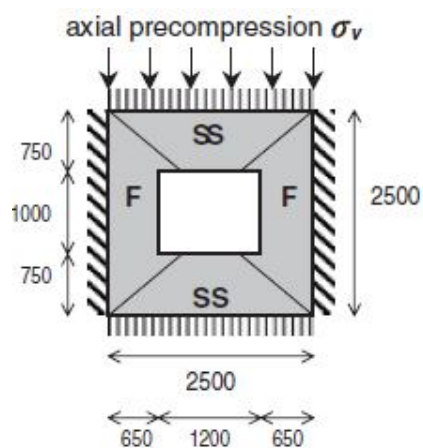


Figura 18 - Características geométricas dos modelos 7 e 8 [25]

A Figura 15 faz referência ao modelo 1 e modelo 2 onde a única diferença é que apenas o modelo 1 estava sujeito a uma pré-compressão vertical de 0.10 MPa. A Figura 16 faz referência ao modelo 3, 4 e 5 onde o modelo 3 se encontra pré-comprimido verticalmente com uma tensão de 0.10 MPa, o modelo 4 pré-comprimido com uma tensão de 0.05 MPa e o modelo 5 não se encontra pré-comprimido. A Figura 17 é referente ao modelo 6, diferindo apenas do modelo 5 na condição de apoio superior. A Figura 18 ilustra os modelos 7 e 8 onde apenas o modelo 8 é pré-comprimido com uma tensão de 0.10 MPa.

Os tijolos de argila usados para a construção destes painéis de alvenaria apresentavam 230x110x76 mm de dimensões e a argamassa apresentava um traço de 1:2:9 (cimento: cal: areia).

O procedimento de ensaio utilizado pelos autores assentava em duas fases distintas. Na primeira fase o sistema de airbags incutia uma pressão na parede até a altura em que se verificava a primeira fenda, com o intuito de se determinar a resistência para fora do plano. Na segunda fase do ensaio, eram incutidos deslocamentos alternados entre as direcções positivas e negativas, usando na mesma o sistema de airbags.

O esquema geral de ensaio encontra-se representado na Figura 19.

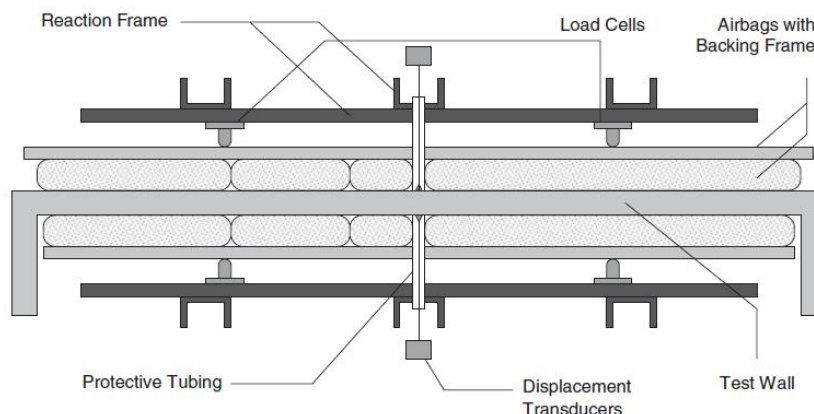


Figura 19 - Esquema de ensaio [25]

De uma breve forma, interessa apresentar os resultados que os autores obtiveram para o modelo 2, modelo este sem abertura e sem se encontrar sujeito a pré-compressão vertical. Pela análise da Figura 20 verifica-se que a pressão necessária para incutir no painel a sua tensão máxima é de 3.04 MPa. A Figura 21 e Figura 22 apresentam o mapa de fendilhação obtido do ensaio para fora do plano.

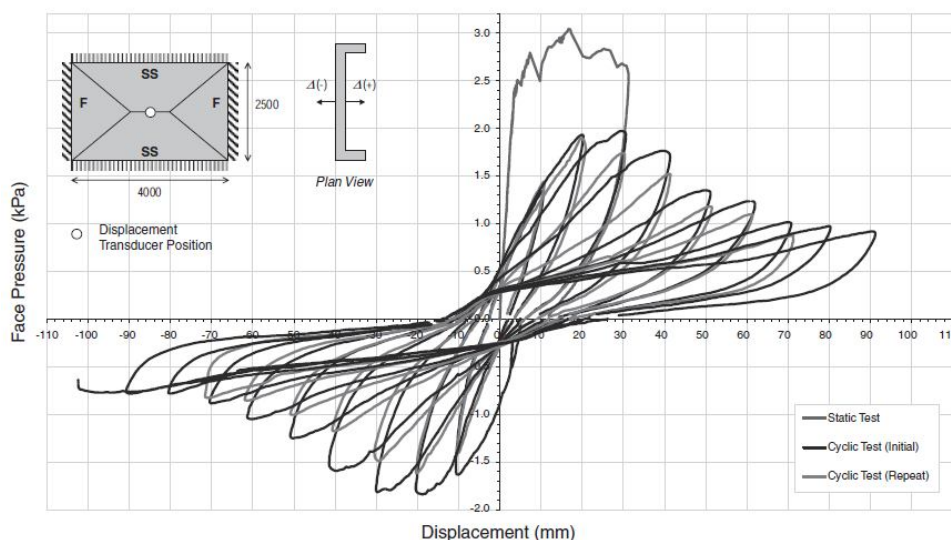


Figura 20 - Gráfico pressão deslocamento obtido a partir do modelo 2 [25]

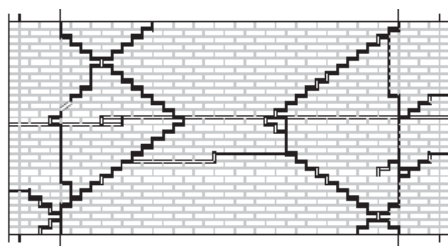


Figura 21 - Mapa de fendas modelo 2 frente [25]

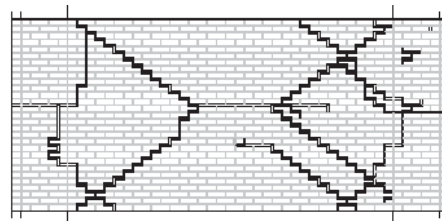


Figura 22 - Mapa de fendas modelo 2 trás [25]

Deste trabalho experimental os autores concluíram que:

- A existência de cargas verticais aumenta consideravelmente a resistência pós-pico do pano de alvenaria.
- Os painéis de alvenaria podem ter deslocamentos, para fora do plano, superiores à espessura do tijolo que os constitui.
- Também se concluiu, como já é normal nestes casos, que ao longo dos diversos ciclos de carga, os painéis de alvenaria vão diminuindo a sua rigidez, bem como a sua resistência.

2.3.6 KOMARANENI S. [26]

Na investigação levada a cabo por este autor, foram considerados 3 provetes à escala 1:2 de tijolos cerâmicos inseridos em pórticos de betão armado. O estudo baseava-se numa sequência de cargas cíclicas no plano até um determinado deslocamento e depois através de uma mesa sísmica provocavam-se movimentos para fora do plano. Neste projecto de investigação os autores pretendiam compreender o comportamento dos painéis de alvenaria quando combinadas as cargas geradas pela acção no plano e fora do plano.

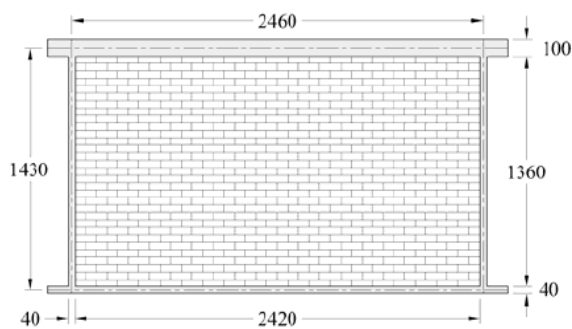


Figura 23 - Características geométricas provete 1 [26]

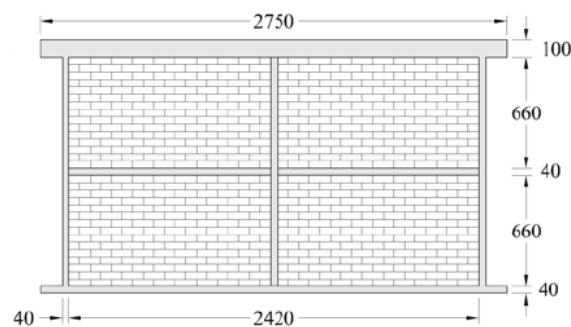


Figura 24 - Características geométricas provete 2 [26]

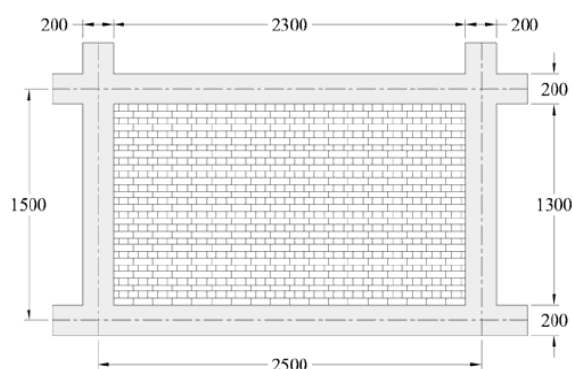


Figura 25 - Características geométricas provete 3 [26]

Os dois primeiros provetes apresentavam uma estrutura porticada frágil, ver Figura 23 e Figura 24, apresentando ainda o provete 2 uma subdivisão do painel interior com o intuito de melhorar o comportamento no plano e fora do plano. A estrutura de betão armado do provete 1 e 2 era constituída por um micro betão, enquanto que o provete 3, ver Figura 25, era constituído por betão normal. Os

painéis de alvenaria empregues neste trabalho eram constituídos por tijolo cerâmico à escala 1:2 de dimensões 120.2x59.5x36.6 mm e argamassa de cimento e cal na proporção de 1:1:6 (cimento: cal: areia). Os valores médios da resistência à compressão encontram-se descritos na Tabela 14.

Tabela 14 – Valores médios da tensão de rotura à compressão usados nos ensaios de Komaraneni

Materialis	Tensão média de rotura à compressão
Tijolos	46.04 MPa
Argamassa	4.91 MPa
Micro betão	30.6 MPa
Betão normal	30.9 MPa

O procedimento de carga consistia em intercalar ensaios fora do plano com ensaios no plano. O ensaio começava para fora do plano, usando a mesa sísmica, com um incremento de cinco níveis de movimento. Depois de se completar o ciclo para fora do plano, o provete era então submetido ao ensaio no plano. Os ensaios no plano tinham incrementos de 0.25% de drift. Esta sequência de ensaio no plano parava quando fosse detectada a primeira fenda. Após o aparecimento da primeira fenda iniciava-se o segundo ciclo para fora do plano com apenas movimentos de nível 5. O segundo ciclo no plano iniciava-se, incrementando ao drift que já se tinha apenas mais 0.25% de drift; isto é, se no primeiro ciclo efectuado no plano, a primeira fenda tinha-se verificado para um drift de 0.50%, então o segundo ciclo no plano era até 0.75% de drift. Este processo repetia-se até que houvesse a total rotura do provete.

O esquema de ensaio usado por estes autores permitia ao mesmo tempo o ensaio para fora do plano e o ensaio no plano como é visível na Figura 26 e Figura 27.

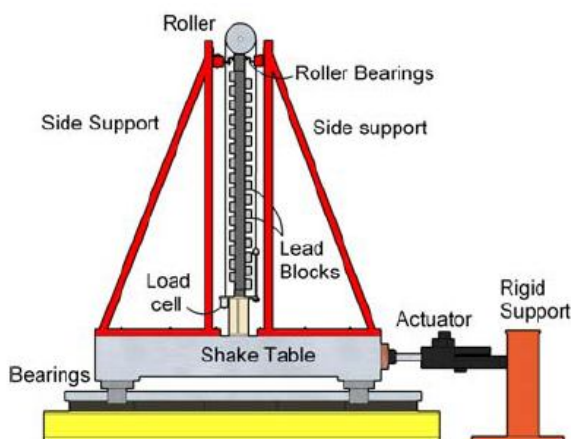


Figura 26 - Esquema de ensaio usado no ensaio para fora do plano [26]

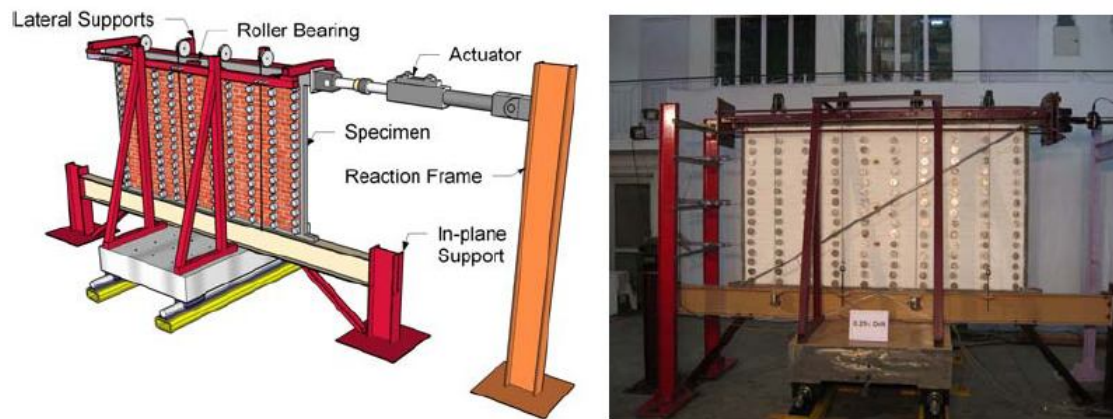


Figura 27 - Esquema de ensaio usado no ensaio no plano [26]

Através da observação durante o ensaio, os autores verificaram que as principais fendas abriam durante o ensaio no plano, abrindo apenas pequenas fendas no ensaio para fora do plano.

Os provetes 1, 2 e 3 atingiram 32.2, 39.1 e 142.8 kN de carga máxima no ensaio no plano com 7.50, 11.25 e 11.25 mm de deslocamento, respectivamente. O colapso dos provetes ocorreu durante o ensaio para fora do plano, após drifts no plano de 1.20%, 2.20% e 2.75%, respectivamente para os provetes 1, 2 e 3.

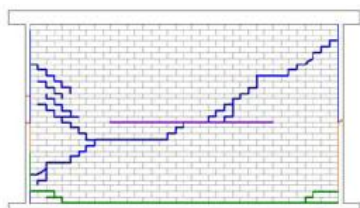


Figura 28 - Mapa de fendas para o provete 1 com drift 1.0% [26]

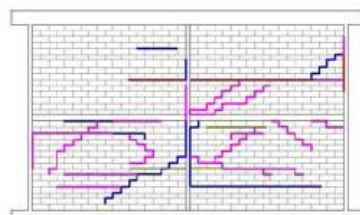


Figura 29 - Mapa de fendas para o provete 2 com drift 1.0% [26]

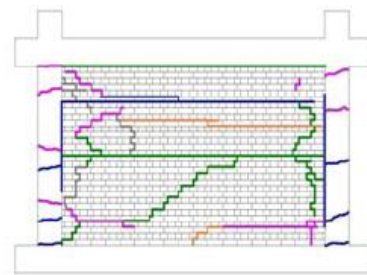


Figura 30 - Mapa de fendas para o provete 3 com drift 1.0% [26]

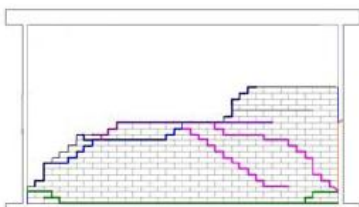


Figura 31 - Mapa de fendas para o colapso do provete 1 [26]

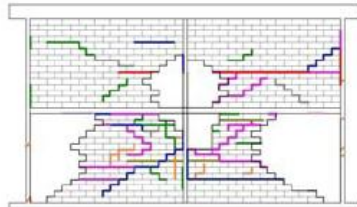


Figura 32 - Mapa de fendas para o colapso do provete 2 [26]

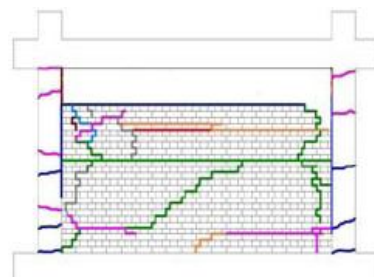


Figura 33 - Mapa de fendas para o colapso do provete 3 [26]

Os mapas de fendas para o drift de 1.0% obtido nos diversos provetes podem ser observados na Figura 28 até à Figura 30, bem como também podem ser observados os mapas de fendas para a situação de rotura que se encontram da Figura 31 até à Figura 33.

Deste projecto de investigação concluiu-se que:

- As forças de inércia para os provetes 1 e 2 (esbeltos) eram mais notórias a meia altura, enquanto que para o provete 3 (menos esbelto) as forças de inércia eram uniformes ao longo de toda a altura do provete, sendo o máximo para o topo do pano de alvenaria.
- A subdivisão do painel de alvenaria levada a cabo no provete 2 melhorou a resposta quer no plano, quer para fora do plano. Este sistema não só permitiu reduzir a deformada para fora do plano, como também melhorou o comportamento no plano atrasando substancialmente o processo de fissuração da alvenaria, podendo aguentar de forma segura drift até 2.2% no plano.
- O colapso para fora do plano não é todo devido às forças de inércia, sendo bastante afectado pelo excessivo deslocamento para fora do plano.

3

PESQUISA DAS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS A ADOPTAR NO ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo será apresentada a pesquisa das soluções construtivas a adoptar na caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano da parede de alvenaria de enchimento.

As soluções aqui apresentadas inserem-se num estudo mais vasto, a avaliação do desempenho das envolventes face à acção dos sismos, que se encontra em curso na Escola de Engenharia da Universidade do Minho [27].

3.2 ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

Neste capítulo, serão transcritos desse estudo os aspectos mais relevantes, que servirão de sustentação para algumas opções e soluções do trabalho que seguidamente irá ser apresentado.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA TIPOLOGIA DOS EDIFÍCIOS NACIONAIS

Para que o presente trabalho abrangesse o mais possível a situação nacional, no que respeita ao tipo de alvenarias, condições fronteira, dimensões dos painéis, entre outros factores, foi necessário efectuar um pequeno estudo estatístico de modo a se poder ter essa caracterização efectuada. Para tal, numa primeira instância recorreu-se ao “Instituto Nacional de Estatística” com o intuito de se obter os dados relativos aos tipos de edifícios nacionais, no que respeita ao ano de construção e à sua cêrcea. Numa segunda fase, mediante amostragem recolhida em diversas Câmaras Municipais das Áreas Metropolitanas do Porto e Lisboa, foi realizada a recolha e sistematização de informação dos tipos de envolventes mais comuns de uma amostra de edifícios nacionais.

3.3.1 PARQUE HABITACIONAL

A informação estatística resultante dos Recenseamentos da População e da Habitação possibilita constatar a existência, nos últimos vinte anos, de uma dinâmica acentuada em termos de habitação. De facto, a intensidade construtiva das duas últimas décadas traduz-se, também, na distribuição dos

alojamentos segundo a época de construção: cerca de 63% destes alojamentos foram construídos entre 1971 e 2001 Figura 34.

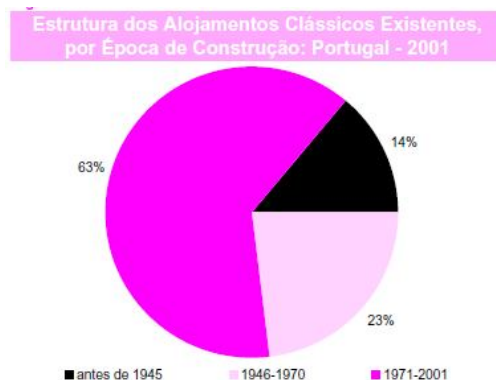


Figura 34 - Distribuição dos alojamentos por época de construção: Portugal 1971-2001

Para o âmbito deste estudo, onde a vulnerabilidade à acção sísmica é o principal enfoque, foram considerados dois tipos de edifício em função do número de pisos: edifícios até cinco pisos e edifícios com mais de cinco pisos. Foram consideradas as zonas geográficas coincidentes com a Área Metropolitana do Porto e Área Metropolitana de Lisboa, locais onde se situa a maior percentagem do parque habitacional nacional e que representam sob o ponto de vista vulnerabilidade sísmica os dois extremos de gravidade. Da Figura 35 à Figura 37, apresenta-se a evolução das cérceas dos edifícios entre 1987 e 2005 nas Áreas Metropolitanas do Porto, Lisboa e em Portugal Continental.

Neste período, nas Áreas Metropolitanas do Porto e Lisboa e em Portugal Continental, a percentagem do património edificado com cércea inferior a cinco pisos, era de 95.8%; 86.7% e 92.5%, respectivamente.

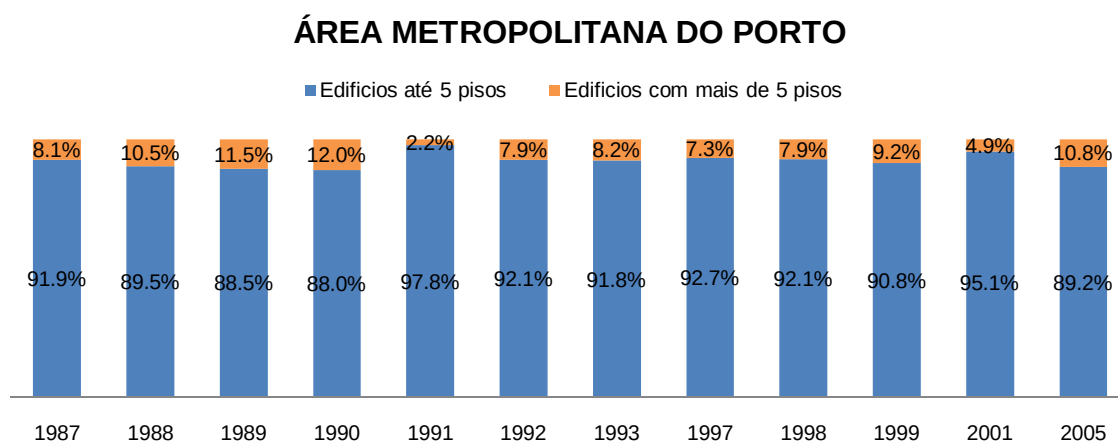


Figura 35 - Distribuição de cérceas na Área Metropolitana do Porto

ÁREA METROPOLITANA DE LISBOA

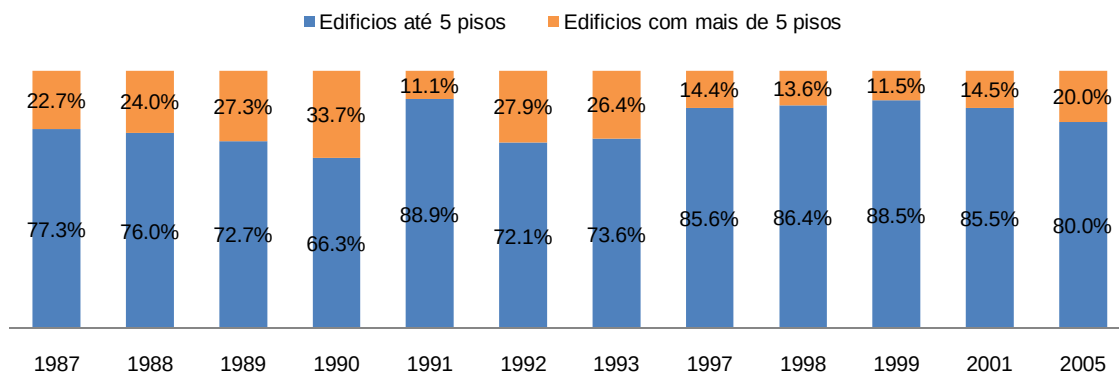


Figura 36 - Distribuição de cerceas na Área Metropolitana de Lisboa

PORTUGAL CONTINENTAL

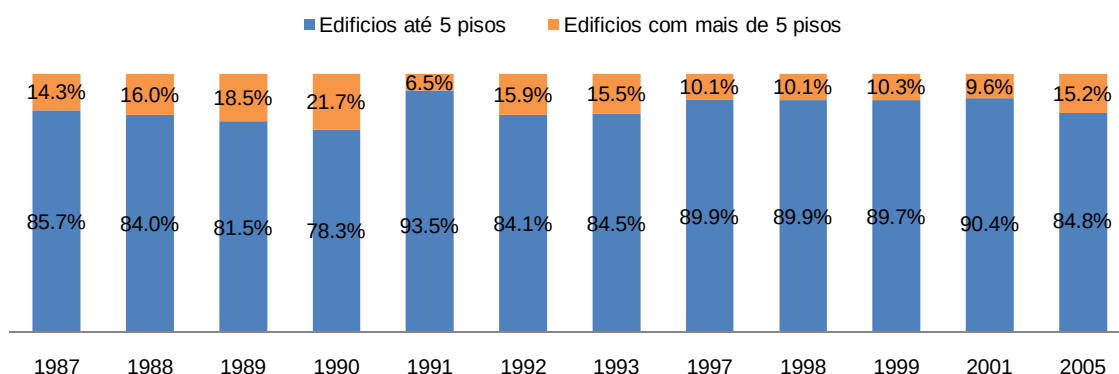


Figura 37 - Distribuição de cerceas em Portugal Continental

3.3.2 CARACTERIZAÇÃO DA TIPOLOGIA DA ENVOLVENTE DOS EDIFÍCIOS NACIONAIS

As paredes de alvenaria de tijolo e blocos de betão sucederam, em Portugal, às paredes de pedra, com a seguinte sequência, durante o século XX Figura 38:

- Anos 40: Paredes simples de alvenaria de pedra;
- Anos 50: Paredes de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar;
- Anos 60: Paredes duplas de tijolo com um pano espesso;
- Anos 70: Paredes duplas de tijolo furado com panos de espessura média ou reduzida;
- Anos 80: Paredes duplas de tijolo furado com isolamento térmico, preenchendo total ou parcialmente a caixa-de-ar;
- Anos 90: Paredes simples de tijolo ou betão com isolamento térmico pelo exterior.

As paredes simples tendo caído em desuso nos anos 40, começam a ressurgir, essencialmente com recurso aos blocos de betão ou tijolo, estando ligadas a soluções inovadoras de isolamento térmico pelo exterior, sistema ETICS (External Thermal Insulation Composite System), quer com revestimento delgado armado, quer sob "placagens" de protecção.

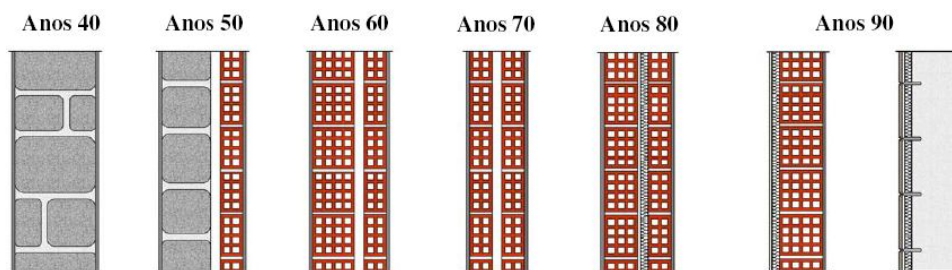


Figura 38 - Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores em Portugal

3.3.3 AMOSTRAGEM E RESULTADOS

Mediante amostragem recolhida em diversos projectos submetidos a licenciamento nas Câmaras Municipais das Áreas Metropolitanas do Porto e Lisboa, foi realizada a recolha e sistematização de informação dos tipos de envolventes mais comuns de uma amostra de edifícios nacional, caracterizando: a composição, o vão, a altura, a percentagem de área de aberturas, os revestimentos e a pormenorização do projecto [27].

3.3.4 TIPO DE PAREDES EXTERIORES

No estudo do tipo de paredes exteriores, de modo a simplificar-se a análise de resultados, subdividiram-se os edifícios em três grandes grupos, os de parede simples, dupla sem forro de tijolo e dupla com forro de tijolo. Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 39.

Da análise da Figura 39 constata-se que nos finais da década de 80 prevalecia a utilização da solução de parede dupla sem qualquer tipo de forro de alvenaria, existindo apenas um número reduzido de edifícios que recorriam ainda a soluções de parede simples, na grande maioria das situações sem qualquer tipo de isolamento térmico. No entanto com o passar dos anos assistiu-se a um crescente esforço em melhorar o desempenho térmico dos edifícios que levou ao surgimento da colocação de forros de alvenaria para corrigir situações de pontes térmicas, durante a década de 90, e posteriormente a colocação de isolamento térmico pelo exterior associado a soluções de parede simples.

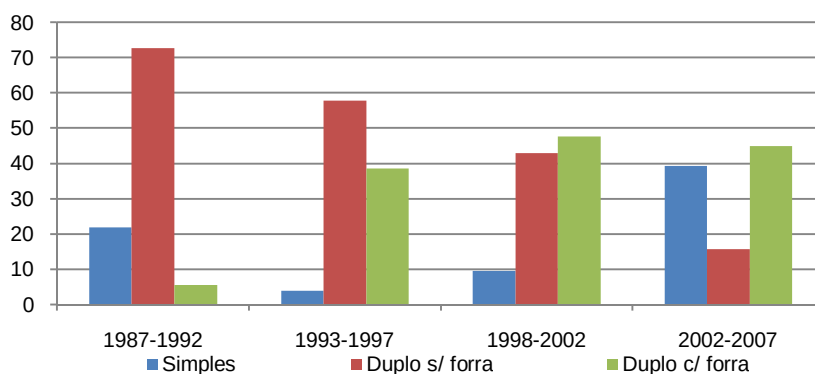


Figura 39 - Tipo de paredes exteriores

3.3.5 TAXA DE ABERTURAS

No que se refere à análise do tipo de aberturas existentes nas paredes exteriores dos edifícios, procedeu-se apenas ao estudo do alçado principal de cada um dos edifícios. Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 40. Nesse gráfico pode-se observar a evolução da percentagem de aberturas em função da altura do edifício. Consta-se que de uma maneira geral a percentagem de aberturas é relativamente constante e varia entre os 15% e 35%.

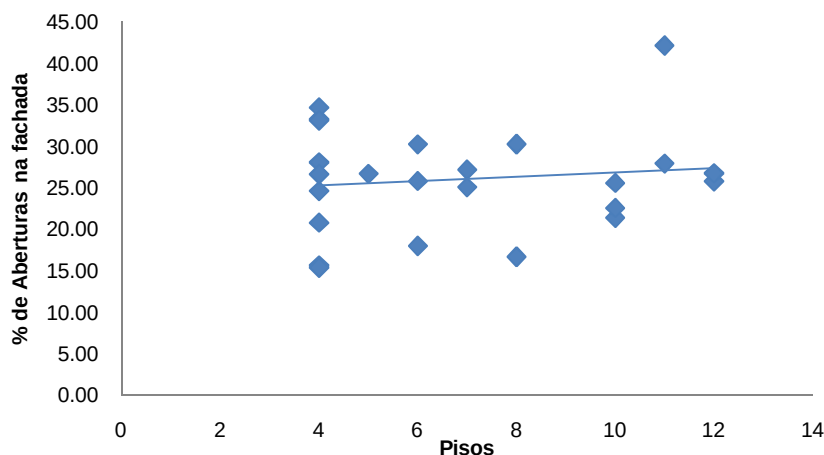


Figura 40 - Taxa de aberturas

3.3.6 VÃO MÉDIO E MÁXIMO DA ENVOLVENTE

De modo a compreender melhor o tipo de confinamento conferido pela estrutura aos panos de alvenaria da fachada procurou-se identificar o vão entre os pilares da fachada. Assim, na Figura 41, pode observar-se que, para os edifícios estudados, o vão médio é de cerca 4.5m e é praticamente constante à medida que aumentam os pisos. No que se refere ao vão máximo observa-se que este é de 5,25m para os edifícios de 4 pisos e de aproximadamente 7.0 para os edifícios de 12 pisos.

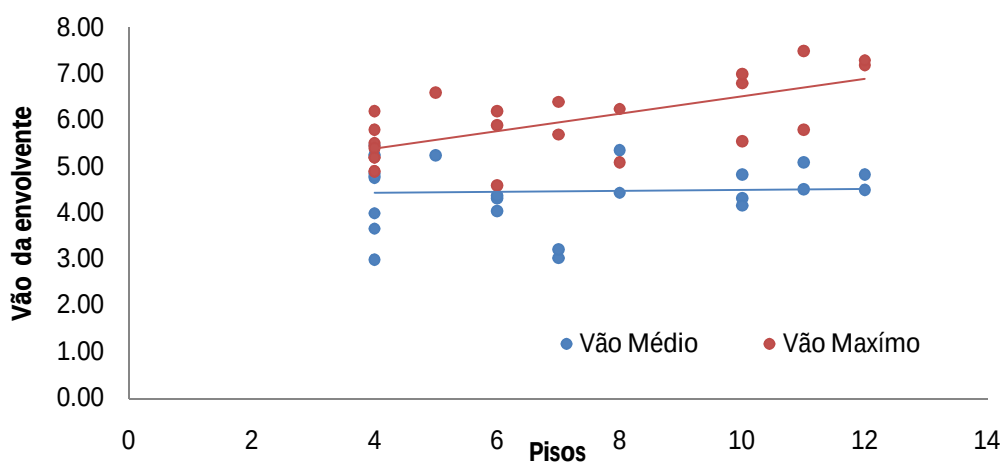


Figura 41 - Vão máximo e médio da envolvente

3.3.7 SOLUÇÕES MAIS CORRENTES USADAS EM PAREDES DE ALVENARIAS

Em Portugal, durante longos anos, foi o RGEU [28] a única regulamentação que condicionou a espessura das paredes de alvenaria. No início dos anos 90, algumas regulamentações aplicáveis aos edifícios em domínios como a conservação de energia e conforto térmico, protecção contra ruído e segurança ao fogo, passaram a condicionar as soluções a adoptar para as paredes exteriores e interiores. Existem no entanto outros domínios para os quais não existe nenhum enquadramento.

A generalidade das paredes exteriores são de compartimentação e as soluções mais correntes são:

- Paredes duplas para revestir, realizadas a partir de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal, não ultrapassando a parede mais espessa, 15 cm. O isolamento térmico é realizado por placas de poliestireno ou por poliuretano projectado, preenchendo parcialmente a caixa-de-ar. Em geral, estas paredes são pouco cuidadas em termos de projecto e execução, apresentando sistematicamente vícios, nomeadamente ao nível da ligação à estrutura, no número de ligadores entre panos, na drenagem da caixa-de-ar, na fixação e no posicionamento do isolamento térmico e redução de pontes térmicas;
- Paredes duplas, com o pano exterior destinado a ficar à vista, realizado em alvenaria de tijolo cerâmico maciço de furação horizontal ou ainda de blocos de betão. O pano interior é geralmente realizado por alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal com 11 cm ou no máximo 15 cm. Em geral a estanquidade à água da face exterior do pano interior é melhorada através de um barramento ou pintura, em alguns casos armado com rede de fibra de vidro. O isolamento térmico é realizado como já foi referido. Em geral são visíveis orifícios dispostos inferiormente para drenagem da caixa-de-ar;
- As paredes duplas empregando alvenaria de blocos de betão, têm emprego reduzido. São geralmente utilizadas quando se pretende tirar partido estrutural da alvenaria, sendo esta confinada por elementos de betão levemente armado. Nesta solução o pano interior é, correntemente, em alvenaria de tijolos cerâmicos de furação horizontal.
- O emprego de paredes simples cresceu nos últimos anos. Apesar da grande predominância da parede dupla na década de 90, com o início do século 21, a parede simples começou a ganhar terreno, facto ligado ao recurso do isolamento térmico pelo exterior com recurso aos ETICS. Nesta solução a estanquidade à água, o isolamento térmico e acústico resolvidos pela aplicação, na face exterior, do sistema ETICS, constituído por placas de poliestireno expandido, coladas ao suporte e revestidas por um reboco delgado, de ligante sintético em emulsão aquosa, cargas seleccionadas, para misturar com cimento Portland e armado com malha de fibra de vidro, sendo o acabamento feito com um revestimento plástico.

As paredes de compartimentação interior são realizadas, recorrendo ao emprego de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal de 7, 9 ou 11 cm. As espessuras maiores verificam-se nas paredes das casas de banho e cozinhas atendendo à necessidade de embutir nessas paredes, um maior número de instalações. Por requisitos acústicos e eventualmente térmicos, as paredes de separação de fogos e de confrontação com zonas comuns são mais cuidadas, sendo com frequência duplas, com isolamento acústico no seu interior.

3.4 EXPERIÊNCIA DE OUTRAS INVESTIGAÇÕES

Calvi, Bolognini e Penna [24], levaram a cabo uma série de ensaios com o intuito de conhecer a resposta sísmica de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria. Os ensaios efectuados englobavam análises no plano e fora do plano. Neste estudo três situações distintas de reforço foram estudados: sem reforço, reforço na junta colocado horizontalmente e reforço colocado no reboco verticalmente. As soluções de reforço conduziram a óptimos resultados, pelo que, devido à grande semelhança construtiva entre Portugal e Itália, adoptaram-se soluções semelhantes no presente estudo.

3.5 SOLUÇÕES A ADOPTAR

Assim sendo, após aglutinar toda esta informação, acerca da tipificação da envolvente nacional e perspectivas futuras, assim como, recolha de informação estrangeira inerente à proposta de solução construtiva para parede simples, chegou-se à conclusão de que o que importa analisar neste momento, são painéis de alvenaria dupla, de alvenaria simples com reboco armado e de alvenaria simples com junta armada.

Nas Figura 42, Figura 43 e Figura 44, são apresentadas as diversas soluções construtivas.

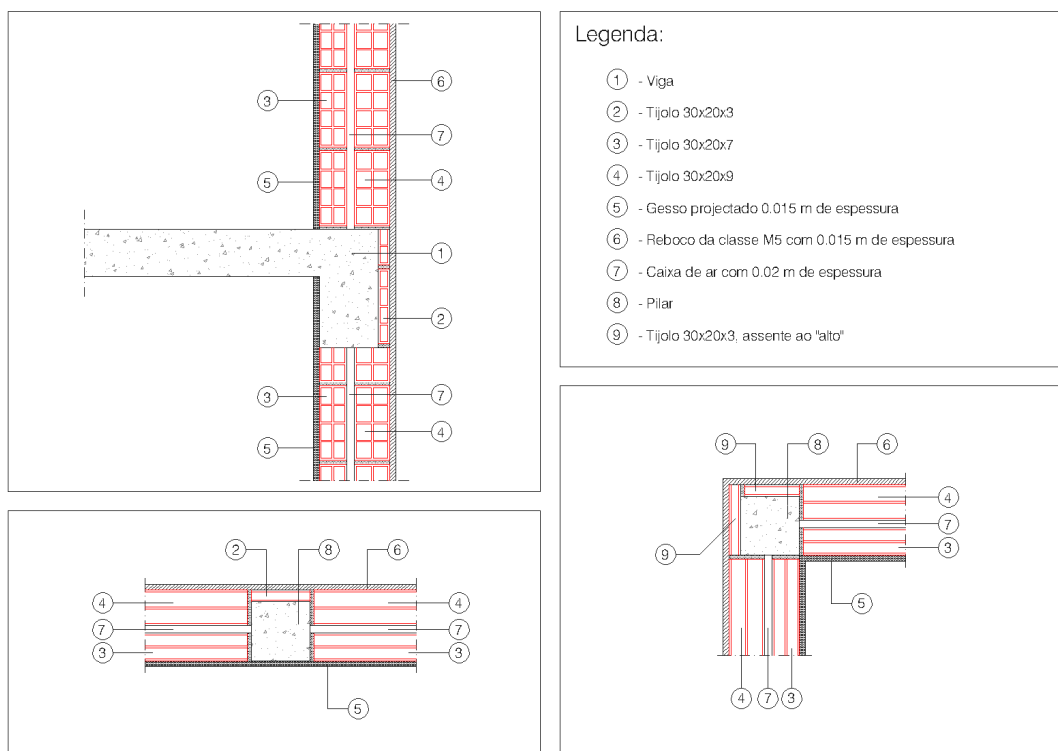


Figura 42 – Solução de parede dupla (Solução corrente e em utilização)

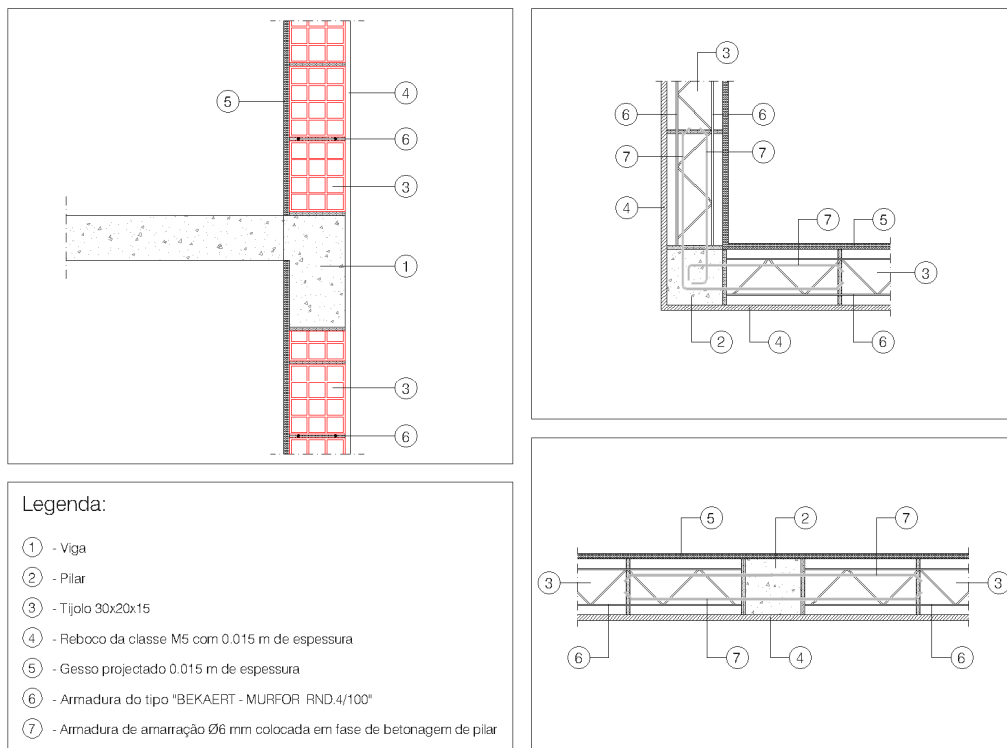


Figura 43 – Solução de parede simples com junta horizontal armada

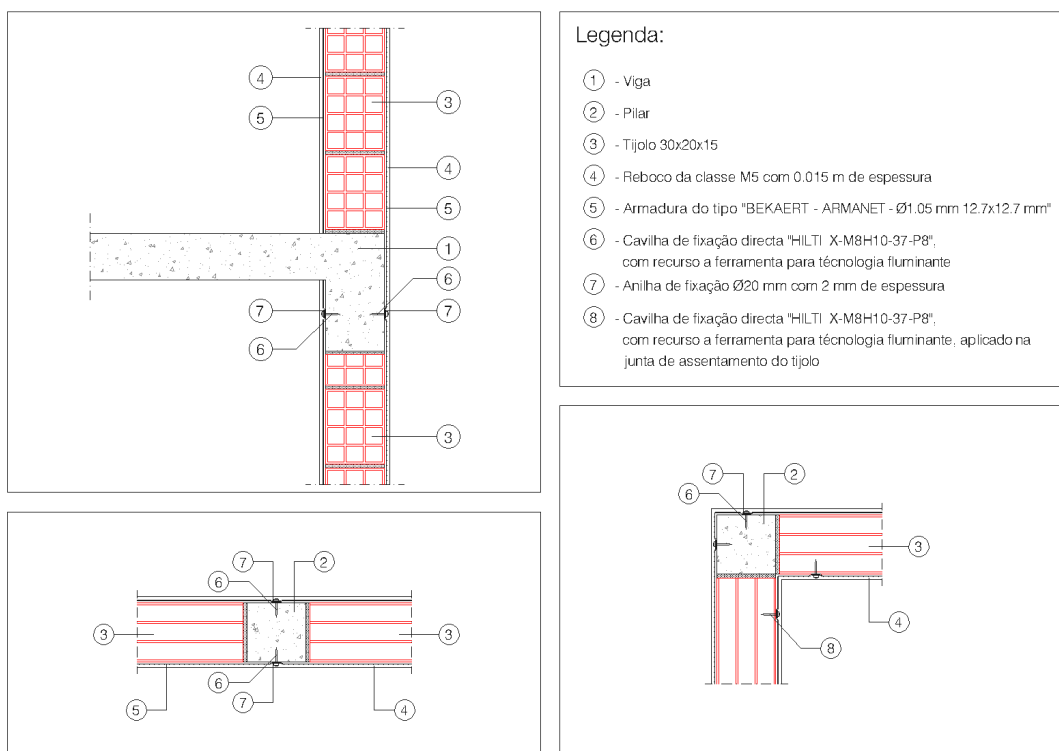


Figura 44 – Solução de parede simples com reboco armado

3.6 CONCLUSÃO DO ESTUDO

Após a análise de todos os dados expostos neste capítulo há certos e determinados factores que são de salientar, para que se possa efectuar este estudo:

- A degradação do património edificado, segundo dados dos Censos 2001, era bastante acentuada onde cerca de 1 milhão e 600 mil fogos necessitavam de pequenas e médias reparações e cerca de 326 mil precisavam de grandes reparações;
- Entre 1987 e 2007, nas Áreas Metropolitanas do Porto e Lisboa e em Portugal Continental, a percentagem do património edificado com cêrcea inferior a cinco pisos, era de 95.8%; 86.7% e 92.5%, respectivamente;
- Apesar da grande predominância da parede dupla na década de 90, com o início do século 21, a parede simples começou a ganhar terreno, facto ligado ao recurso do isolamento térmico pelo exterior com recurso aos ETICS;
- A percentagem de aberturas das envolventes é relativamente constante e varia entre os 15% e 35%;
- O vão médio para as envolventes é de cerca 4.5 m e é praticamente constante à medida que aumentam os pisos. No que se refere ao vão máximo observa-se que este é de 5,25 m para os edifícios de 4 pisos e de aproximadamente 7.0 m para os edifícios de 12 pisos;

Em resumo, com base na recolha de dados efectuada, podemos afirmar que as envolventes do património edificado dos últimos 20 a 25 anos, são constituídas predominantemente por panos duplos de alvenaria de tijolo, sendo que em meados dos anos 90, no sentido de dar resposta a questões de natureza térmica começaram a incorporar uma forra de tijolo envolvendo os elementos estruturais, de modo a serem corrigidas as pontes térmicas. Também por questões de natureza térmica, o século 21 é marcado pelo renascimento da parede simples isolada termicamente pelo exterior.

4

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS COMPONENTES DA ALVENARIA

4.1 INTRODUÇÃO

A regulamentação europeia mais recente, nomeadamente aquela com a aplicação directa na análise sísmica, considera a necessidade de verificação de segurança de elementos não estruturais (parapeitos, antenas, equipamentos mecânicos, paredes de revestimentos com tijolo de face à vista, paredes de enchimento, etc.) e dos seus apoios, quando possam, em caso de colapso, causar riscos às pessoas, afectar a estrutura principal da construção ou afectar serviços ou equipamentos críticos. Os modelos de análise numérica, são uma ferramenta fundamental para o dimensionamento dos cenários anteriores, pelo que o conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos é muito importante.

O objectivo deste capítulo é a determinação das propriedades mecânicas dos componentes da alvenaria.

Para os componentes da alvenaria foram determinadas as seguintes propriedades:

- Tijolos: Dimensões, resistência à compressão, módulo de elasticidade;
- Argamassa: Resistência à flexão, resistência compressão, teor de ar, retracção e energia de fractura.

Sempre que foi possível, procurou-se realizar os ensaios de acordo com a normalização europeia; contudo em muitos dos ensaios não foi possível a sua aplicação por falta de enquadramento dos mesmos. Nestes casos recorreu-se a outro tipo de normalização ou efectuou-se a adaptação das normas europeias no sentido de terem em conta as especificidades do ensaio ou alargou-se o enquadramento das mesmas para ter em conta as situações particulares do estudo.

4.2 TIJOLOS

Na presente pesquisa foram considerados os tijolos de fabrico nacional, com furação horizontal e com as seguintes dimensões 30x20x15 cm.

4.2.1 DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES

Para a determinação das dimensões, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 772-16 [29].

4.2.1.1 Descrição do procedimento

O equipamento usado para a realização deste ensaio foi o paquímetro digital. A amostra considerada foi de sete provetes.

Antes da realização das medições, foram removidos todos os materiais supérfluos aderentes ao bloco, resultantes do processo de fabrico.

Seguidamente foram determinados: o comprimento l_u , a largura w_u e a altura h_u , assim como, as espessuras dos septos exteriores e interiores.

Em cada amostra, usando o procedimento indicado na Figura 45, para a determinação do comprimento, da largura e da altura, foram realizadas duas medições para cada uma das grandezas a determinar.

Para a determinação das espessuras dos septos exteriores e interiores, foi usado o seguinte procedimento:

- Septos exteriores, foram realizadas em pontos precisos, seis medições, sendo três delas para os septos horizontais (s_{h1} , s_{h2} e s_{h3}) e três para os septos verticais (s_{v1} , s_{v2} e s_{v3});
- Septos interiores, foram realizadas em pontos precisos seis medições, sendo três para os septos horizontais (w_{h1} , w_{h2} e w_{h3}) e três para os septos verticais (w_{v1} , w_{v2} e w_{v3}).

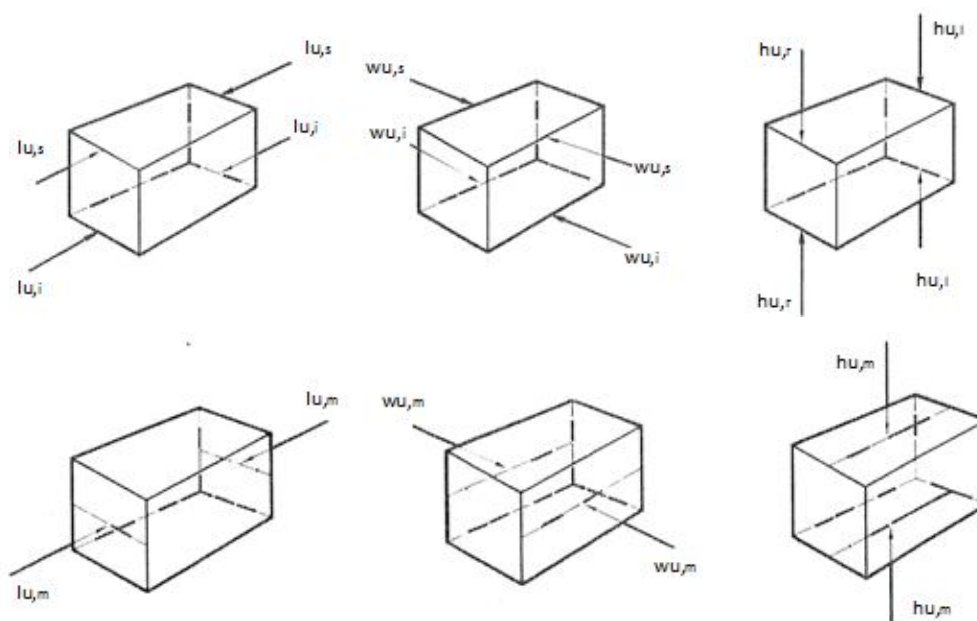


Figura 45 - Posições de medição

4.2.1.2 Resultados

O comprimento, a largura e a altura da amostra foram calculados como a média dos valores individuais dos provetes com arredondamento a 0.1 mm, estando apresentados na Tabela 15, para o tijolo 30x20x15 cm, as medições individuais para os provetes e média da amostra. As espessuras dos septos exteriores e dos septos interiores da amostra foram calculadas como a média dos valores individuais obtidos para os provetes com arredondamento a 0.5 mm, estando apresentado na Tabela 16

para o tijolo 30x20x15 cm, as medições individuais para os provetes e média da amostra. A percentagem de furos foi calculada como a média dos valores individuais dos provetes, estando apresentados na Tabela 17 para o tijolo 30x20x15 cm, as medições individuais para os provetes e média da amostra.

Tabela 15 – Dimensões médias do comprimento, largura e altura do tijolo 30x20x15 cm

Proвете	Comprimento (mm)				Largura (mm)				Altura (mm)			
	$l_{u,s}$	$l_{u,i}$	$l_{u,m}$	l_u	$w_{u,s}$	$w_{u,i}$	$w_{u,m}$	w_u	$h_{u,r}$	$h_{u,l}$	$h_{u,m}$	h_u
1	294.6	294.1	296.4	295.0	148.4	149.7	148.5	148.8	194.4	194.0	194.3	194.2
2	292.4	293.0	293.6	293.0	148.8	147.7	147.9	148.1	194.8	195.0	195.1	195.0
3	291.5	290.8	291.3	291.2	148.3	149.0	149.1	148.8	192.3	191.5	191.7	191.8
4	289.5	289.9	290.7	290.0	148.2	147.9	147.6	147.9	191.8	192.6	191.8	192.1
5	296.4	294.4	294.1	295.0	149.1	148.4	148.1	148.5	192.3	193.2	192.0	192.5
6	289.5	289.8	289.9	289.8	148.4	148.2	147.7	148.1	192.3	191.2	192.0	191.8
7	295.3	295.4	296.2	295.6	150.3	149.7	150.2	150.0	193.2	193.1	194.0	193.4
Média				292.8				148.6				193.0

Tabela 16 – dimensões médias dos septos exteriores e interiores do tijolo 30x20x15 cm

Proвете	Septos Exteriores (mm)							Septos interiores (mm)						
	Horizontal			Vertical			Média	Horizontal			Vertical			Média
	s_{h1}	s_{h2}	s_{h3}	s_{v1}	s_{v2}	s_{v3}		w_{h1}	w_{h2}	w_{h3}	w_{v1}	w_{v2}	w_{v3}	
1	8.2	9.6	8.9	9.1	9.5	9.9	9.2	6.7	6.3	6.3	9.2	8.6	9.2	7.7
2	9.4	9.5	9.0	8.8	10.5	10.4	9.6	6.8	6.9	6.5	7.4	7.9	7.7	7.2
3	7.2	7.8	7.2	8.6	10.0	9.6	8.4	7.2	6.6	6.7	7.3	7.6	7.6	7.2
4	7.7	8.2	7.2	8.5	9.3	9.8	8.4	6.1	6.4	6.6	7.7	7.3	7.7	7.0
5	8.7	7.9	7.5	9.6	9.5	8.6	8.6	6.3	6.0	5.9	6.9	7.9	7.6	6.8
6	8.0	7.5	7.0	9.1	9.5	10.4	8.6	6.2	6.1	6.3	6.9	7.5	7.2	6.7
7	8.9	8.8	7.5	8.3	9.3	8.8	8.6	6.4	6.1	6.1	7.6	7.2	8.1	6.9
Média							8.8							7.1

Tabela 17 – Percentagem de furos do tijolo 30x20x15 cm

Provetes	Dimensões			A. bruta (mm ²)	A. furo (mm ²)	A. total de furos (mm ²)	% de furos (%)
	l_u (mm)	h_u (mm)	w_u (mm)				
1	295.0	194.2	148.8	28905	1465	17575	60.8%
2	293.0	195.0	148.1	28880	1470	17638	61.1%
3	291.2	191.8	148.8	28543	1500	18005	63.1%
4	290.0	192.1	147.9	28410	1503	18031	63.5%
5	295.0	192.5	148.5	28591	1519	18231	63.8%
6	289.8	191.8	148.1	28412	1508	18094	63.7%
7	295.6	193.4	150.0	29024	1545	18539	63.9%
Média	292.8	193.0	148.6	28681	1501	18016	62.8%

4.2.1.3 Análise de resultados

Na Tabela 18 estão sintetizadas as principais características geométricas da amostra ensaiada. Simultaneamente foi feita a comparação entre os valores obtidos e os exigidos pelo EC6 [30] para a consideração destes elementos no grupo 4.

Tabela 18 - Análise dos resultados face ao prescrito no EC6

Requisitos	EC6 Grupo 4	Provetes ensaiados Tijolo 30x20x15
Volume de Furos (%)	≤70.0%	62.8%
Área de qualquer furo (mm ²)	≤30.0%	5.2%
Septos Exteriores (mm)	≥6	8.8
Septos Interiores (mm)	≥5	7.1

Assim, verifica-se, que a amostra objecto do estudo se enquadra perfeitamente na exigência que o EC6 [30] define para o grupo 4.

4.2.2 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Para a determinação da resistência à compressão, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 772-1 [31].

4.2.2.1 Descrição do procedimento

Para a realização deste ensaio foi necessária uma máquina de ensaio à compressão, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma indicada, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas destinadas à regularização das faces de assentamento dos tijolos.

Foram ensaiados sete provetes, dos quais foram removidos todos os materiais supérfluos aderentes ao tijolo, resultantes do processo de fabrico. Seguidamente foi efectuada a regularização com argamassa das faces de assentamento. A argamassa utilizada foi uma argamassa de cimento e areia com uma resistência à compressão, (obtida de acordo com a norma EN 1015-11 [32] e no momento de ensaio dos provetes) superior à resistência do elemento e inferior a 30 N/mm².

Dado tratarem-se de tijolos com elevada absorção de água, as faces a regularizar foram previamente humedecidas. A regularização de cada provete foi efectuada sobre uma placa rígida de vidro.

O condicionamento dos provetes foi para a condição de "seco ao ar", tendo sido armazenados durante mais de 14 dias em laboratório com:

- Temperatura > 15 °C
- Humidade relativa < 65 %.

A área bruta da superfície carregada de cada provete foi calculada em milímetros quadrados multiplicando o comprimento pela largura, determinados de acordo com a NP EN 772-16 [29].

Antes da colocação dos provetes na máquina de ensaio, foi efectuada a limpeza das superfícies dos pratos da máquina de ensaio e removidas todas as partículas soltas das faces de assentamento do

provetes. Os provetes foram alinhados cuidadosamente com o centro do prato da prensa de modo a obter um contacto uniforme, Figura 46. Foram também colocados de cada lado do provete um LVDT com o intuito de se determinar os módulos de elasticidade dos tijolos.

O ensaio de módulo de elasticidade procedeu-se em separado do ensaio de rotura. Para tal estimou-se a carga de rotura dos tijolos. Assim sendo, o ensaio de módulo consistia em levar os provetes a atingir um terço da carga máxima estimada em três ciclos consecutivos de carga e descarga. Após a determinação do módulo de elasticidade procedia-se ao ensaio de rotura, tal como é descrito na norma.

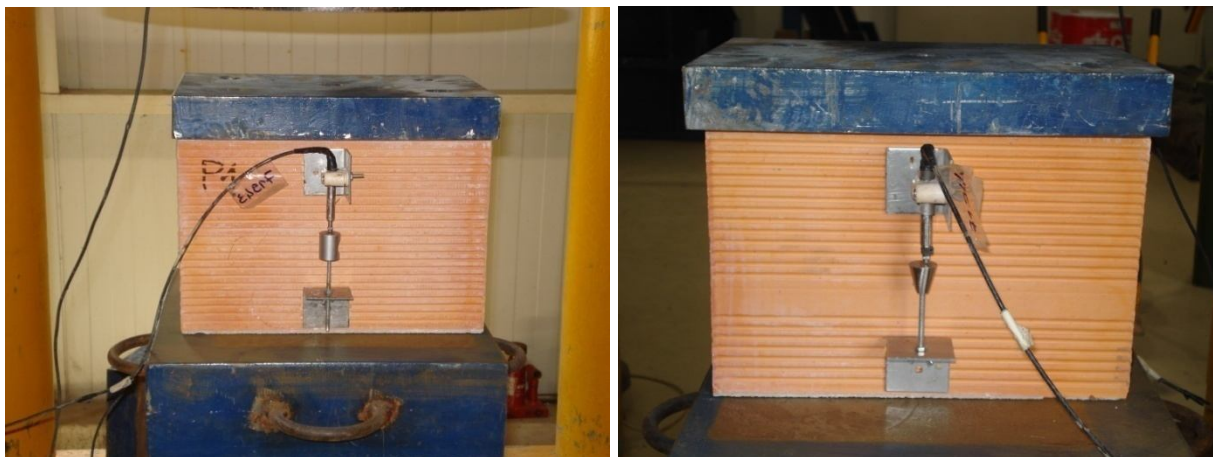


Figura 46 - Ilustração do esquema de ensaio

4.2.2.2 Resultados

Foram calculados os seguintes parâmetros:

- A resistência à compressão de cada provete, f , com arredondamento a $0,1 \text{ N/mm}^2$, dividindo a carga máxima atingida, F , pela área carregada, que corresponde à área bruta dos blocos, A_b :

$$f = \frac{F}{A_b}$$

- A resistência média à compressão tomada como o valor médio das resistências individuais dos provetes, com arredondamento a $0,1 \text{ N/mm}^2$;
- O desvio padrão da amostra;
- O coeficiente de variação da amostra;
- A resistência à compressão normalizada, f_b , atendendo a que o acondicionamento dos blocos foi nas condições de “seco ao ar”, correspondendo a um coeficiente multiplicador, mc , de 1:

$$f_b = \delta \times mc \times f$$

Os resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade encontram-se evidenciados na Tabela 19, bem como se encontra representado na Figura 47 o gráfico do módulo de elasticidade obtido para o provete de tijolo 3.

Tabela 19 - Resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade para tijolos 30x20x15 cm

Provetes	Área Bruta (mm)	ε_1	ε_2	ε_m	Módulo de Elasticidade (N/mm ²)
		$\frac{1}{3} F_{m\acute{a}x}$	$\frac{1}{3} F_{m\acute{a}x}$	$\frac{1}{3} F_{m\acute{a}x}$	Ensaio módulo
1	43909	0.001875	0.000974	0.001425	2387.3
2	43399	0.000451	0.000365	0.000408	3418.3
3	43322	0.00055	0.000907	0.000728	2199.8
4	42899	0.000879	0.000992	0.000935	2538.9
5	43807	0.001259	0.000572	0.000915	1591.7
6	42921	0.001161	0.000959	0.00106	1592.0
7	44356	0.000604	0.000972	0.000788	1467.8
Média	43516				2170.8

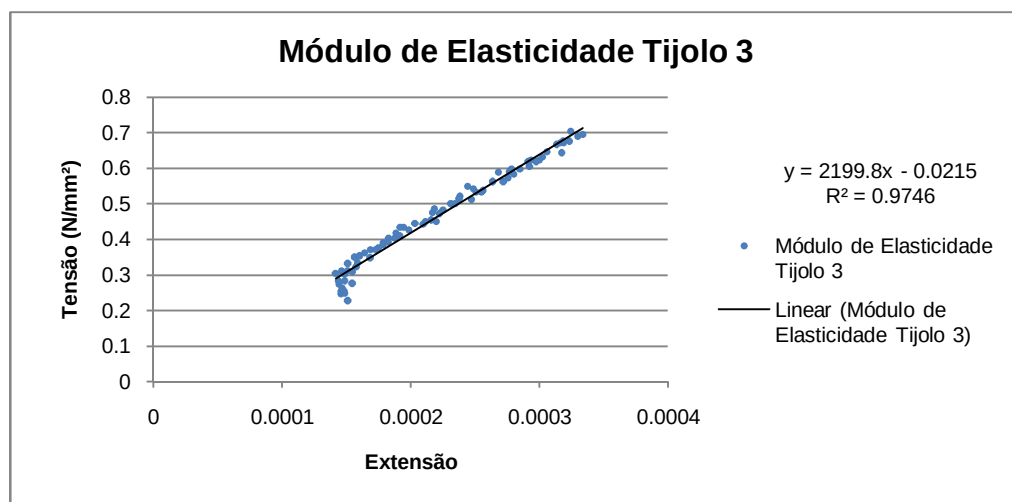


Figura 47 - Resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade para tijolos 30x20x15 cm

Os resultados para a resistência à compressão dos tijolos de 30x20x15 cm encontram-se apresentados Tabela 20.

Tabela 20 - Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x15 cm

Provetes	Dimensões (mm)			Área bruta (mm ²)	δ	Força (N)	Resistência à compressão f (N/mm ²)
	l_u	w_u	h_u				
1	295.0	148.8	194.2	43909	1.252	209600	4.77
2	293.0	148.1	195.0	43399	1.254	143400	3.30
3	291.2	148.8	191.8	43322	1.252	157200	3.63
4	290.0	147.9	192.1	42899	1.254	237600	5.54
5	295.0	148.5	192.5	43807	1.253	151900	3.47
6	289.8	148.1	191.8	42921	1.254	175200	4.08
7	295.6	150.0	193.4	44356	1.250	170100	3.83
Média					1.253		4.09

Na Figura 48 apresenta-se o gráfico tensão deslocamento do tijolo 6, gráfico este característico deste tipo de ensaios. A Figura 49 apresenta o modo de rotura tipo obtido para os provetes ensaiados à compressão.

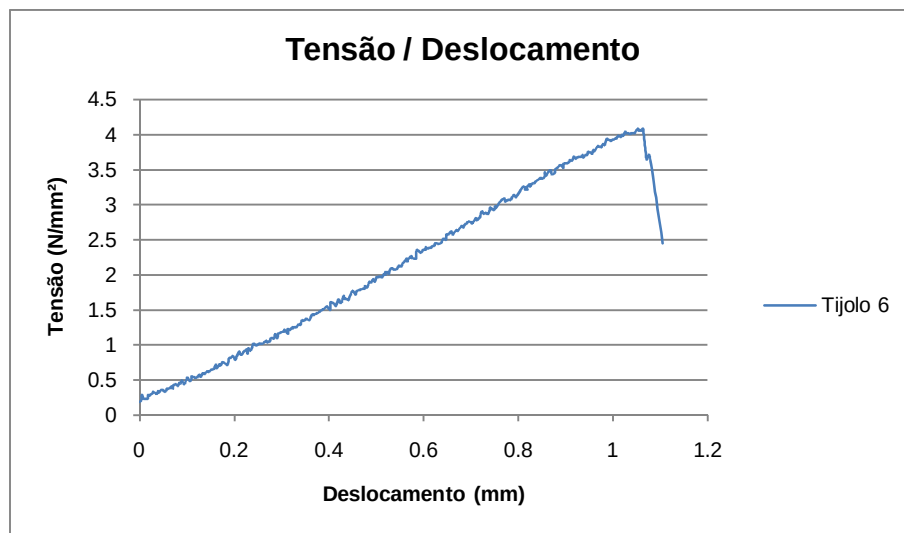


Figura 48 - Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão para tijolos 30x20x15 cm



Figura 49 - Modo de rotura obtido

Na Tabela 21 são apresentados os coeficientes de variação quer para o ensaio efectuado para o módulo de elasticidade, quer para o ensaio de rotura.

Tabela 21 - Análise estatística do módulo de elasticidade e resistência à compressão

Designação do tijolo	Módulo de Elasticidade			Resistência à compressão		
	Média	D. Padrão	C. Variação	Média	D. Padrão	C. Variação
300x200x150	2170.8	695.7	32.0%	4.09	0.80	19.6%

Na Tabela 22 encontra-se apresentada a resistência à compressão normalizada, f_b , e o coeficiente de variação da amostra, para a amostra considerada, referente a tijolos de 30x20x15 cm.

Tabela 22 - Determinação da resistência à compressão normalizada, f_b , e o coeficiente de variação da amostra

Designação do tijolo	f (N/mm ²)	mc	δ	fb (N/mm ²)	Desvio padrão	Coeficiente de variação
300x200x150	4.1	1	1.253	5.1	0.801	15.7%

4.2.2.3 Análise de resultados

Os valores médios da resistência à compressão não normalizada, obtidos para a presente amostra, foram de 4.09 N/mm² para o formato 30x20x15 cm. A amostra em estudo revelou valores dentro dos limites relativamente à característica mecânica ensaiada, quando comparados com valores tabelados de referência e valores fornecidos pelos fabricantes, que se situam, para o tijolo 30x20x15 cm entre os 2.5 N/mm² e os 4.9 N/mm².

4.3 ARGAMASSA

Na presente pesquisa foi estudada a argamassa industrial, M5 da CIARGA, em comparação com uma argamassa M10 da BETECNA, Pereira P. [46].

4.3.1 ENSAIOS DE FLEXÃO

Quando foi atingido o período estabelecido para a realização do ensaio de flexão, os provetes foram removidos do local armazenamento, nas condições especificadas pela norma EN 1015-11 [32], e foram levados para a máquina de ensaio, Figura 50.



Figura 50 - Molde utilizado para ensaios de flexão

Antes de colocados na máquina, limpavam-se as superfícies de rolamento do cilindro e dos lados do provete com um pano limpo para remover todas as partículas soltas. Posteriormente colocou-se cada provete prismático, com uma das faces que foi moldada de encontro ao molde, sobre os cilindros de apoio e com o seu eixo longitudinal perpendicular aos apoios. Fez-se descer o cutelo da máquina até que se estabeleça o contacto com a face superior do provete, a meio vão, aplicando em seguida uma força gradualmente crescente, de modo contínuo e sem choques, ao ritmo de 50 ± 10 N/s, até à rotura do provete. O valor da força de rotura foi registado automaticamente pela máquina de ensaio, sendo posteriormente levado o provete quebrado para a câmara de armazenamento, para futura medição da resistência à compressão.

4.3.1.1 Resultados

A resistência à tracção por flexão, f , foi calculada pela expressão:

$$f = 1,5 \frac{F \times l}{bd^2}$$

sendo:

f - resistência à flexão [MPa]

F - força de rotura à flexão [N]

l - distância entre os apoios [mm]

b - largura do prisma [mm]

d - espessura do prisma [mm].

Foi registada a resistência à flexão de cada provete com uma aproximação de 0.05 N/mm^2 .

A Figura 51 apresenta a evolução temporal da resistência à flexão da argamassa da Ciarga e também como comparação com a mesma característica de outra argamassa industrial da Betecna.

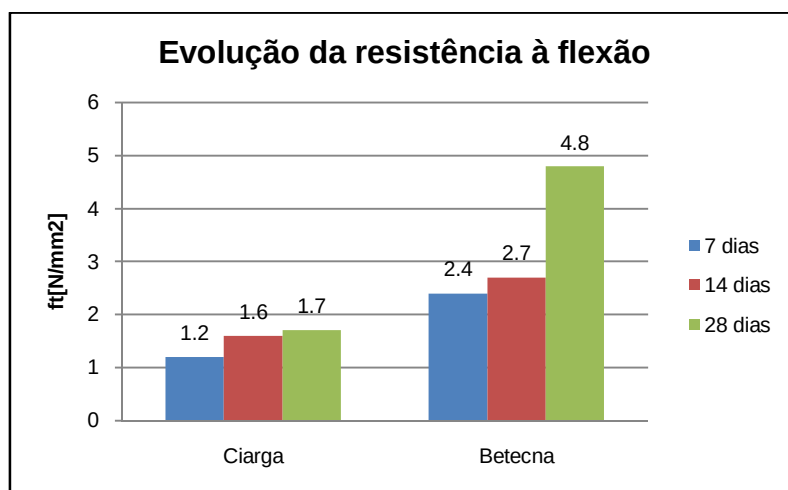


Figura 51 - Evolução da resistência à flexão da argamassa M5 da Ciarga

4.3.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO

Antes do ensaio foram realizadas algumas preparações prévias, nomeadamente: remoção de todas as partículas soltas do provete e limpeza da superfície de rolamento da máquina, assim como das placas

de rolamento. Seguidamente, posiciona-se cada meio prisma resultante do ensaio de flexão, sobre a placa do prato inferior da máquina, Figura 52, devidamente centrado, por uma das faces laterais de moldagem, de modo que fosse garantida a aplicação da carga em toda a superfície de contacto, conforme indicado na norma EN 1015-11 [32].

Desce-se o prato superior da máquina até estabelecer contacto com a face superior do provete. Aplica-se uma força gradualmente crescente, de modo contínuo e sem choques, ao ritmo de 2400 ± 200 N/s, até à rotura do provete.



Figura 52 - Ensaio de compressão

4.3.2.1 Resultados

A resistência à compressão, f , foi calculada pela expressão:

$$f = \frac{F}{A}$$

f - resistência à compressão [MPa]

F - força de rotura à compressão [N]

A - área de aplicação da carga [40×40 mm²]

Foi registada a resistência à compressão de cada provete, ver Figura 53, com arredondamento a 0.1 N/mm², onde se inclui também a comparação com os resultados para a argamassa da Betecna.

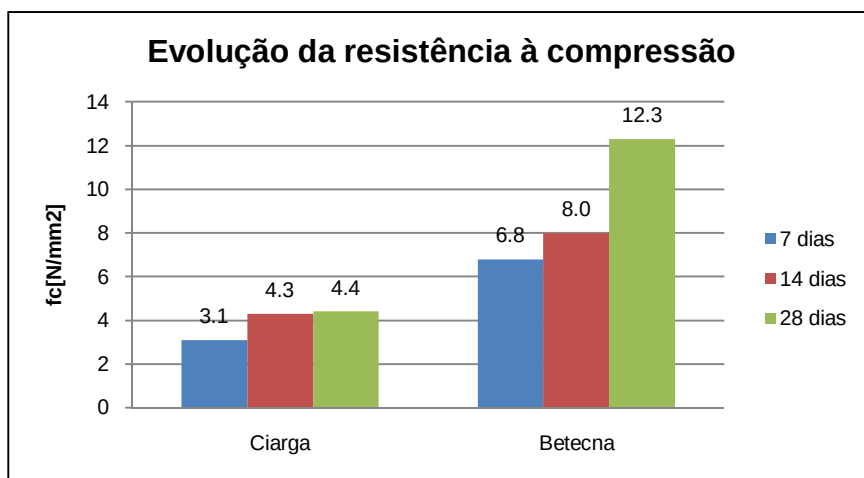


Figura 53 - Evolução da resistência à compressão em função do tempo

4.3.3 DETERMINAÇÃO DO TEOR EM AR DA ARGAMASSA

A argamassa em pasta inclui uma determinada quantidade de ar na sua composição, em percentagem volumétrica. O teor de ar é o volume de ar presente no material cimentício fresco após a sua compactação. Este depende da relação água/cimento, do volume ocupado pelos agregados, da velocidade e do tempo de mistura, da quantidade e do tipo de adjuvantes introduzidos e da dosagem e natureza do cimento.

Estes ensaios foram realizados de acordo com as indicações da norma EN 1015-7 [33].

Realizadas as argamassas foram colocadas no recipiente do aparelho de medição de teor em ar em quatro camadas aproximadamente iguais compactadas com 10 pancadas de um pilão normalizado como refere a norma como se apresenta na Figura 54.

Depois de completado o enchimento a superfície da argamassa foi regularizada sendo o conjunto recipiente mais argamassa pesado, e, posteriormente colocou-se a tampa do mesmo. Por uma válvula do aparelho foi introduzida água para colmatar o espaço de ar existente dentro do aparelho. Quando esta sair pela outra válvula sem vestígios de presença de ar, foram fechadas as duas válvulas e deu-se início ao ensaio como apresentado na Figura 55.



Figura 54 - Compactação da argamassa para o ensaio de determinação do teor em ar



Figura 55 - Ensaio de determinação do teor em ar das argamassas frescas

4.3.3.1 Resultados

Foram ensaiadas duas amostras de cada tipo de argamassa, sendo o resultado, o valor lido no mostrador do aparelho e considerado válido se nas duas medições efectuadas não existir uma diferença superior a 10 %, ver Figura 56.

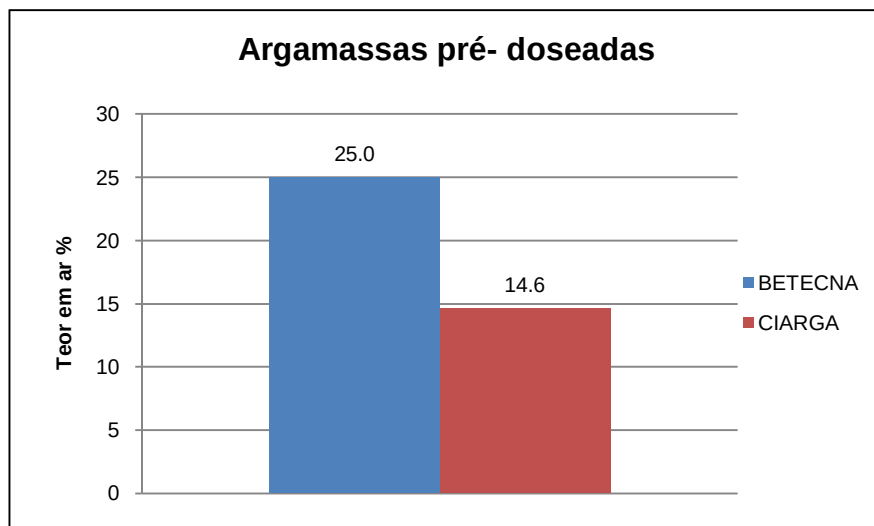


Figura 56 - Teor em ar das argamassas

4.3.4 DETERMINAÇÃO DA RETRACÇÃO

A retracção numa argamassa consiste numa redução do seu volume, oriunda de uma diferença entre o valor do comprimento de um provete após secagem sob condições especificadas e o valor do seu comprimento logo após a desmoldagem.

Quando a pasta de cimento saturada é exposta a um ambiente com humidade relativa do ar inferior a 100 %, começa a perder água e a retrair. É este fenómeno que se pretende analisar nas argamassas ao longo de 84 dias, usando, para tal, um instrumento de medição apropriado.

A metodologia adoptada segue as indicações da especificação LNEC E 398 [34].

Os provetes utilizados para a realização do ensaio foram provetes prismáticos de secção quadrada, de dimensões $160 \times 40 \times 40$ [mm³]. Estes prismas são em tudo idênticos aos prismas utilizados para outros ensaios, exceptuando-se a existência de dois pernos metálicos nos topos, um por extremidade de provete apresentados na Figura 57. Os pernos foram inseridos poucas horas depois da betonagem onde nessa altura foi colocada uma bucha metálica no interior da argamassa como se mostra na Figura 58.



Figura 57 - Pernos metálicos nos topos dos provetes para a medição da retracção



Figura 58 - Aplicação de buchas para a colocação de pernos nos topos dos provetes

Avalia-se então o comprimento e a massa de cada um dos três provetes de cada argamassa, sendo estes armazenados em local onde as condições de temperatura e humidade relativa eram mais constantes. As medições foram efectuadas poucas horas após a desmoldagem do provete efectuando-se medições a várias idades nomeadamente a 1, 3, 7 e de 7 em 7 dias até à idade de 84 dias.

4.3.4.1 Resultados

Foram realizados três provetes para cada tipo de argamassa sendo o valor da retracção obtida pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs} = \frac{d_f - d_i}{d_i}$$

ε_{cs} - retracção

d_i - distância entre os pontos de referência no início do ensaio [mm]

d_f - distância entre os pontos de referência no fim do período especificado de ensaio [mm]

O valor da retracção é o que resulta da média das medições efectuadas (duas por cada topo de provete), num total de quatro registos por provete.

O comportamento da retracção ao longo do tempo é pode ser observado na Figura 59.

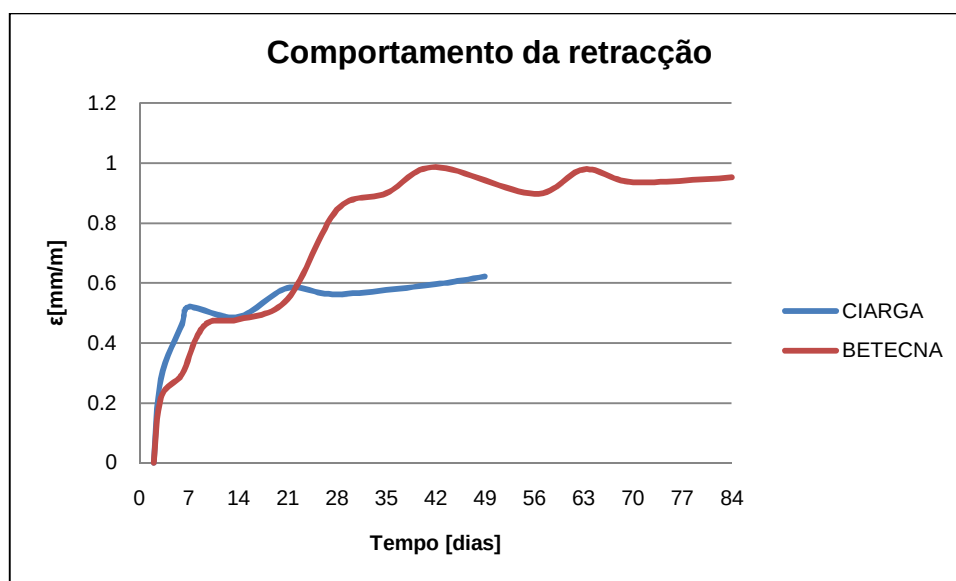


Figura 59 - Comportamento da retracção das argamassas

4.3.5 DETERMINAÇÃO DA ENERGIA DE FRACTURA

Energia de fractura é um parâmetro fundamental na caracterização dos materiais, que representa a resistência à fissuração e resistência à fractura. A energia de fractura é uma propriedade muito importante dos materiais, principalmente daqueles com microestruturas complexas como é o caso das argamassas e dos betões. Essa propriedade mede a resistência de um material à propagação de uma fissura ou fractura e pode ser determinada por meio de ensaios de propagação estável de fissura. Pode

ser definida como a quantidade de energia necessária para criar uma unidade de área de uma fissura, em outras palavras, a energia necessária para uma fissura se propagar [35].

O ensaio de flexão para a determinação da energia de fractura foi realizado segundo a recomendação da RILEM [35].

Os provetes utilizados para a realização do ensaio foram provetes prismáticos de secção quadrada com as dimensões representadas na Figura 60.

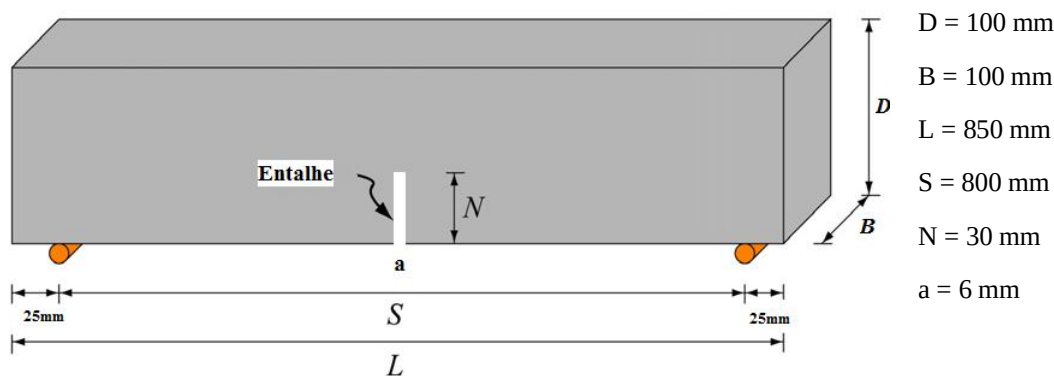


Figura 60 - Dimensões dos provetes para o ensaio de determinação de energia de fractura

Para a compactação da argamassa recorreu-se à mesa vibratória com funcionamento de aproximadamente 10 segundos. Após a desmoldagem dos provetes foram acondicionados na câmara húmida. Ao fim de 28 dias foi realizado um pequeno entalhe (como se apresentou na figura 60), para que o plano de rotura se situe a meio vão. O actuador utilizado tem uma capacidade carga de 50 kN e os apoios permitem a rotação dos pontos de apoio da viga. O ensaio é realizado com controlo da deformação, sendo a medida de controlo correspondente à flecha máxima sofrida pela viga a meio vão. A Figura 61 e Figura 62 apresentam a instrumentação utilizada, bem como, o plano de rotura a meio vão.

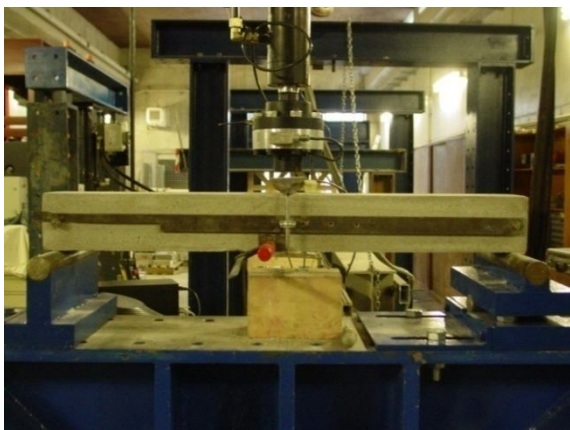


Figura 61 - Instrumentalização utilizada para o ensaio de determinação da energia de fractura



Figura 62 - Plano de rotura no ensaio de determinação da energia de fractura

4.3.5.1 Resultados

Foram ensaiados três provetes para cada tipo de argamassas sendo o valor da energia de fractura obtido pela seguinte expressão:

$$G_f = \frac{(W_0 + mg\delta_0)}{A_{lig}}$$

- G_f - energia de fractura [N/m ou J/m²]
 W_0 - Trabalho de deformação total (integral de força versus deslocamento) [N.m]
 m - massa da viga entre apoios mais a massa auxiliar para a aplicação da carga [kg]
 g - aceleração gravítica [9,81 m/s²]
 δ_0 - deformação final da rotura [m]
 A_{lig} - área do alinhamento (B (D-N)) [m²]

Os resultados obtidos encontram-se apresentados na Tabela 23, onde RF, é a resistência à flexão aos 28 dias e RC, é a resistência à compressão aos 28 dias. Na Tabela 23 podemos confrontar os valores da energia de fractura, G_f , com a razão resistência à flexão/resistência à compressão [36].

Os resultados dos ensaios de energia de fractura realizados para as argamassas estudadas apresentam-se seguidamente na Figura 63.

Tabela 23 - Resumo dos ensaios de energia de fractura

Argamassa	δ_0 (mm)	F _{máx} (kN)	G_f (N/m)	RF (N/mm ²)	RC(N/mm ²)	RF/RC
CIARGA	0.44	0.39	16.02	3.215	9.926	0.324
BETECNA	0.4	0.6	17.41	1.735	4.346	0.399

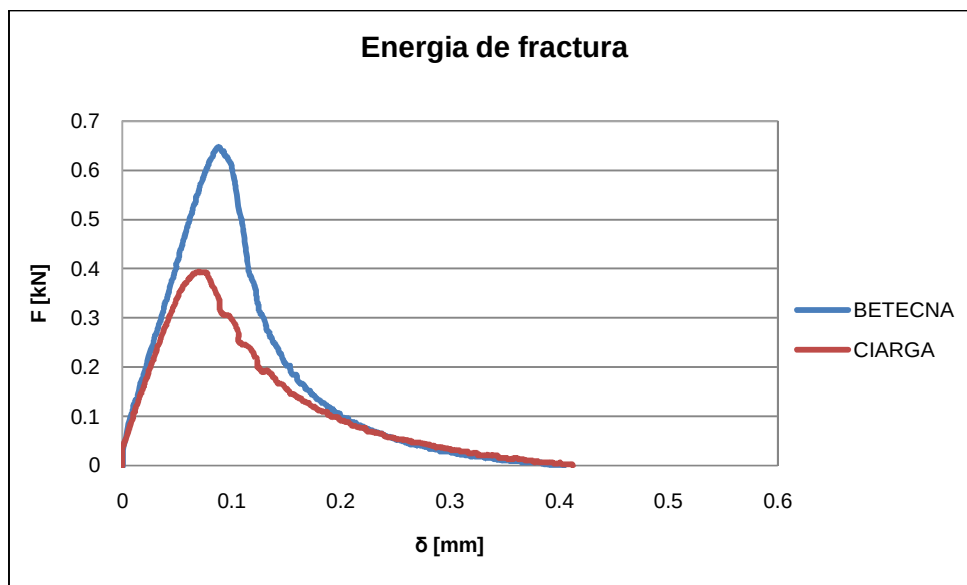


Figura 63 - Energia de fractura das argamassas pré-doseadas

4.4 CONCLUSÕES

Quanto aos ensaios efectuados aos tijolos, constatou-se que os valores médios da resistência à compressão não normalizada, obtidos para a presente amostra, foram de 4.09 N/mm^2 para o formato $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}$. A amostra em estudo revelou valores dentro dos limites relativamente à característica mecânica ensaiada, quando comparados com valores tabelados de referência e valores fornecidos pelos fabricantes, que se situam, para o tijolo $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}$ entre os 2.5 N/mm^2 e os 4.9 N/mm^2 .

5

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MURETES DE ALVENARIA

5.1 INTRODUÇÃO

O avanço da tecnologia das estruturas de betão armado e o consequente aumento dos vãos entre pilares e do número de pisos, assim como da rapidez de execução dos edifícios, torna indispensável um grande cuidado ao projectar as paredes de alvenaria, tanto exteriores como interiores. Neste processo, onde se pretende compatibilizar dois subsistemas da construção, estrutura e alvenaria, surgem várias interferências, nomeadamente ao nível dos estados limites de utilização (deformações), assim como, dos estados limites últimos.

O objectivo deste capítulo é a determinação das propriedades mecânicas de muretes de alvenaria utilizando diferentes tipos de reforços.

Os provetes tipo “murete” de alvenaria de tijolo considerados no presente estudo, são de quatro tipos:

- “PS” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x15 cm e as juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia;
- “PRS” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x15 cm com juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia e com reboco utilizando a mesma argamassa;
- “PRA” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x15 cm com juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia e com reboco armado utilizando a mesma argamassa;
- “PJHA” em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x15 cm com juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia armadas com junta horizontais e com reboco utilizando a mesma argamassa;

Para os provetes de alvenaria, foram determinadas as seguintes propriedades:

- Resistência à compressão, com determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson;
- Resistência à flexão;
- Resistência ao corte.

Sempre que foi possível, procurou-se realizar os ensaios de acordo com a normalização europeia; contudo em muitos dos ensaios não foi possível a sua aplicação por falta de enquadramento dos

mesmos. Nestes casos recorreu-se a outro tipo normalização ou efectuou-se a adaptação das normas europeias no sentido de terem em conta as especificidades do ensaio ou alargou-se o enquadramento das mesmas para ter em conta as situações particulares do estudo.

5.2 PROVETES TIPO “MURETE” DE ALVENARIA DE TIJOLO - ENSAIO DE COMPRESSÃO

Para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 1052-1 [37]. Foram considerados cinco provetes tipo “murete” de alvenaria, sendo estes, constituídos como acima se fez referência.

5.2.1 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, o seguinte equipamento e material específico:

- Uma máquina de ensaio à compressão, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma;
- Equipamento para medição de deformações, de modo a que as extensões obtidas tenham uma precisão de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos.

Foram ensaiados cinco provetes de cada um dos tipos considerados. As dimensões foram definidas conforme o especificado na norma. Os provetes foram construídos sobre uma superfície horizontal plana. Tendo sido tomadas as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do laboratório.

Foi ainda assegurado que as superfícies de cada provete fossem planas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo principal do provete. Foi efectuada uma regularização da superfície inferior e da superior do provete, recorrendo para tal a uma argamassa, cuja resistência à compressão foi igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias. Para tal, foram colocados na máquina de ensaio, tendo sido assegurado que o provete ficaria centrado e que o topo e a base do provete estariam em pleno contacto com a máquina de ensaio.

Como se pretendia determinar o módulo de elasticidade, foram aplicados aos provetes de alvenaria os dispositivos de medida, conforme indicado na Figura 64, para serem medidas as deformação em altura. As deformações foram medidas com a aplicação da carga de forma contínua, tendo sido seleccionada a sua velocidade, de modo a que a carga máxima fosse atingida entre 15 min a 30 min.

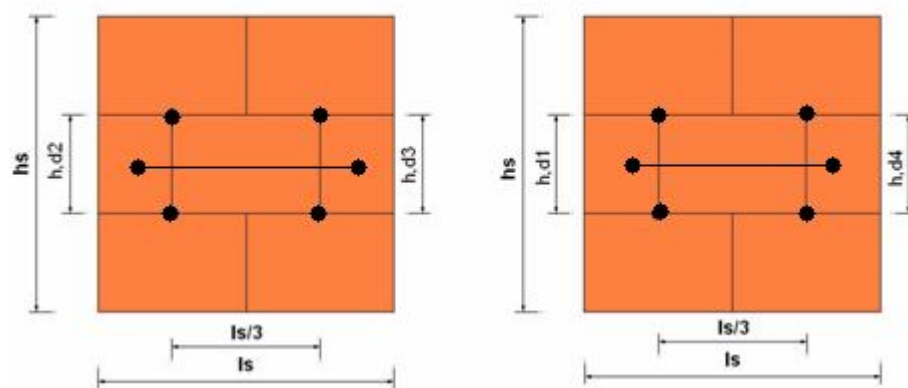


Figura 64 - Esquema geométrico dos provetes da face anterior e face posterior respectivamente

Para a determinação do módulo de elasticidade foram realizados três ciclos de carga e descarga. Para determinação da carga de rotura do provete, foi apenas considerado um ciclo de incremento de carga constante até à rotura.

Foram registadas as seguintes medições:

- Dimensões da secção do provete sujeita à carga, com exactidão de ± 1 mm;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deformações;
- Carga máxima, $F_{i, \max}$, com arredondamento a 1 kN;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Deformação nos oito pontos considerados.

5.2.2 RESULTADOS

A resistência à compressão de cada provete de alvenaria, com arredondamento a 0.1 N/mm^2 , foi calculada usando a seguinte fórmula:

$$f_i = \frac{F_{i, \max}}{A_i}$$

Onde:

- $F_{i, \max}$ carga máxima aplicada;
- A_i secção do provete sujeita à carga ($l_s \times t_s$), sendo, l_s e t_s , respectivamente, o comprimento e a espessura do provete.

A resistência média à compressão, f , dos provetes de alvenaria, foi calculada com arredondamento a 0.1 N/mm^2 .

Para cada um dos ciclos de carregamento é medida a extensão, ϵ_j , dada pela expressão:

$$\epsilon_j = \frac{d_j}{h, d_j}$$

Onde:

- d_j deformação medida, na posição j , medida para um terço da tensão máxima atingida para o provete i ;

- h, d_j comprimento considerado, na posição j , para a medição da deformação para o provete i .

A extensão $\varepsilon_{jm,i}$ resulta da média aritmética das extensões, ε_j , obtidas em cada um dos três ciclos de carregamento efectuados, na posição, j e provete, i .

O módulo de elasticidade E_i de cada provete, foi calculado como módulo de elasticidade secante, a partir da média das extensões, ε_i , obtidas para as quatro posições de medição correspondentes a uma tensão igual a um terço da tensão máxima atingida, sendo dado pela expressão:

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \times \varepsilon_i \times A_i}$$

Onde:

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_{1m,i} + \varepsilon_{2m,i} + \varepsilon_{3m,i} + \varepsilon_{4m,i}}{4}$$

O módulo de elasticidade médio, E , foi calculado com arredondamento a 0.1 N/mm^2 .

5.2.2.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado de duas formas possíveis:

- Na primeira forma procedeu-se a levar os provetes até um terço da sua carga máxima em três ciclos de carga e descarga. A equação linear desses mesmos ciclos permitia então determinar o módulo de elasticidade.
- A segunda forma consistia, para o ensaio de rotura, em determinar as extensões correspondentes para um terço da força máxima, e dessa forma calcular o módulo de elasticidade.

Na Tabela 24 são apresentados os resultados obtidos para o módulo de elasticidade para os provetes simples, com reboco simples, com reboco armado e com junta horizontal armada. A título de exemplo é apresentado um gráfico representativo do módulo de elasticidade para cada tipo de provetes da Figura 65 até à Figura 68.

Tabela 24 - Resultados obtidos para os módulos de elasticidade dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Provete	$\varepsilon_1 \cdot 10^3$	$\varepsilon_2 \cdot 10^3$	$\varepsilon_3 \cdot 10^3$	$\varepsilon_4 \cdot 10^3$	$\varepsilon_m \cdot 10^3$	Módulo de Elasticidade (N/mm ²)	
		$\frac{1}{3} F_{\text{máx}}$	$\frac{1}{3} F_{\text{máx}}$	$\frac{1}{3} F_{\text{máx}}$	$\frac{1}{3} F_{\text{máx}}$	$\frac{1}{3} F_{\text{máx}}$	Ensaio de rotura	Ensaio de módulo
Provete simples	PS1	0.206	0.125	0.324	0.338	0.248	1630.4	1588.3
	PS2	0.351	0.451	0.354	0.256	0.353	1516.3	1478.3
	PS3	0.175	0.268	0.135	0.087	0.166	2117.9	1773.7
	PS4	0.140	0.143	0.352	0.309	0.236	1783.7	1684.1
	PS5	0.162	0.321	0.375	0.310	0.292	1309.2	1362.8
Média							1671.5	1577.4
Provete de reboco simples	PRS1	0.293	0.075	0.110	0.058	0.134	2914.7	2754.6
	PRS2	0.065	0.080	0.141	0.083	0.092	5282.8	5008.2
	PRS3	0.094	0.097	0.147	0.110	0.112	4251.2	4128
	PRS4	0.077	0.144	0.116	0.136	0.118	2658.9	2618
	PRS5	0.127	0.107	0.111	0.083	0.107	4037.7	3504.6
Média							3829.1	3602.7
Provete de reboco armado	PRA1	0.160	0.167	0.176	0.129	0.158	4905.7	4402.6
	PRA2	0.109	0.076	0.169	0.141	0.124	4083.6	3961
	PRA3	0.101	0.102	0.217	0.216	0.159	4356.2	4392.4
	PRA4	0.121	0.170	0.183	0.173	0.162	4330.1	4384.6
	PRA5	0.106	0.151	0.116	0.175	0.137	4484.4	4341.5
Média							4432.0	4296.4
Provete com junta horizontal armada	PJHA1	0.136	0.162	0.189	0.265	0.188	2733.7	2880.1
	PJHA2	0.127	0.203	0.307	0.271	0.227	2171.7	2341.6
	PJHA3	0.265	0.262	0.177	0.052	0.189	1816.5	1814.7
	PJHA4	0.260	0.266	0.274	0.224	0.256	2457.0	2571.8
	PJHA5	0.207	0.276	0.233	0.266	0.245	2340.1	2399.1
Média							2303.8	2401.5

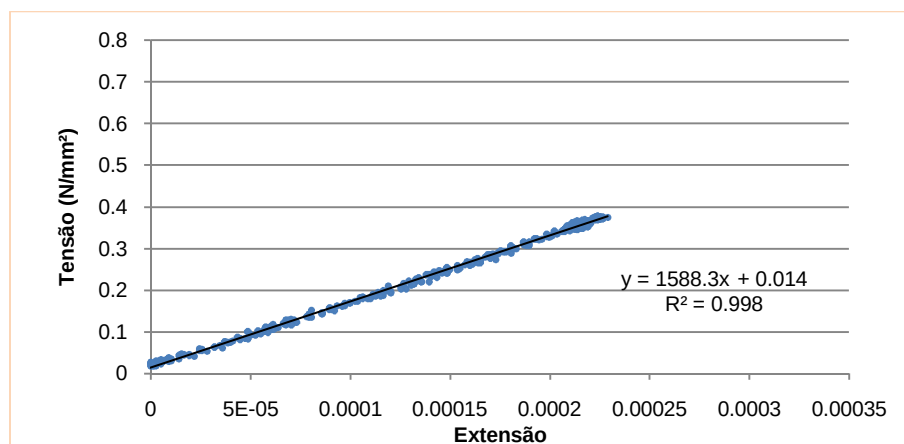


Figura 65 - Resultado representativo do módulo de elasticidade de provetes simples (PS1)

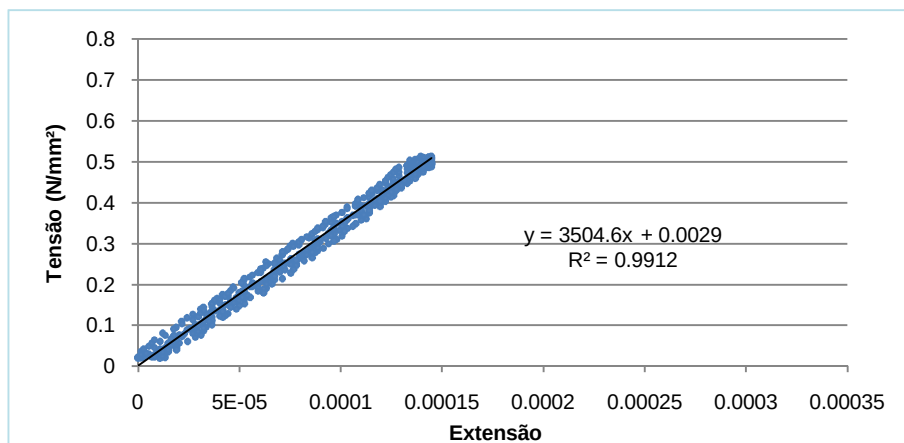


Figura 66 - Resultado representativo do módulo de elasticidade de provetes de reboco simples (PRS5)

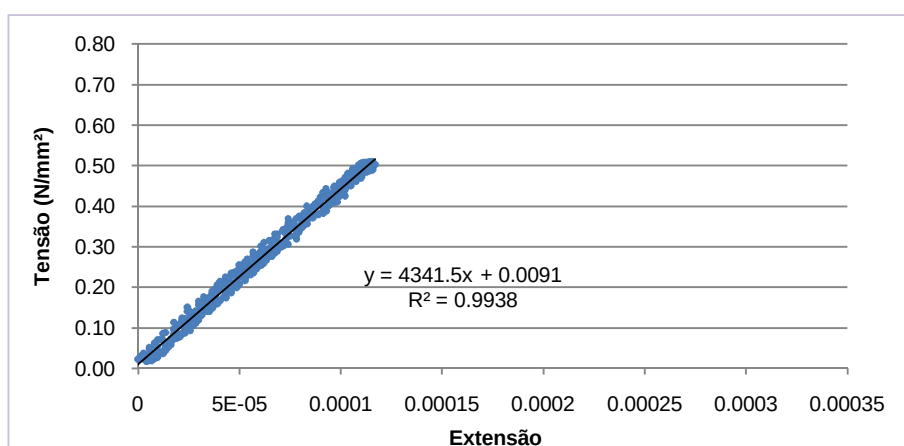


Figura 67 - Resultado representativo do módulo de elasticidade de provetes de reboco armado (PRA5)

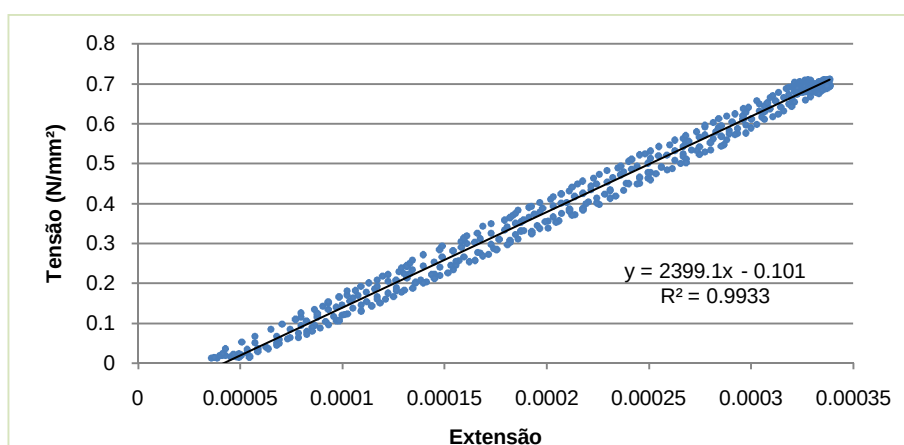


Figura 68 - Resultado representativo do módulo de elasticidade de provete com junta horizontal armada (PJHA5)

5.2.2.2 Resistência à compressão

Nesta secção são apresentados os resultados dos ensaios de determinação da resistência à compressão efectuados para os diferentes tipos de provetes.

Na Tabela 25 são apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão obtidos para os provetes simples, reboco, reboco armado e junta horizontal respectivamente.

Da Figura 69 até à Figura 72 encontram-se representados os gráficos tensão-deslocamento obtidos a partir do ensaio de rotura, para os diferentes tipos de provetes ensaiados.

Tabela 25 - Resultados obtidos do ensaio de resistência à compressão dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Provede	Dimensões			Área (mm ²)	F _{máx} (N)	f _{máx} (N/mm ²)
		l _s	h _s	t _s			
Provede simples	PS1	600	600	150	90000	109310	1.21
	PS2	600	600	150	90000	144530	1.61
	PS3	600	600	150	90000	95020	1.06
	PS4	600	600	150	90000	113710	1.26
	PS5	600	600	150	90000	103280	1.15
Média							1.26
Provede de reboco simples	PRS1	624	600	172	107328	125780	1.17
	PRS2	597	600	174	103878	152010	1.46
	PRS3	589.5	600	170.5	100509.8	143180	1.42
	PRS4	597.5	600	172	102770	97050	0.94
	PRS5	610.5	600	174	106227	137670	1.30
Média							1.26
Provede de reboco armado	PRA1	601.5	600	172	103458	240540	2.33
	PRA2	606	600	173	104838	159090	1.52
	PRA3	609	600	175	106575	221500	2.08
	PRA4	605	600	172	104060	218600	2.10
	PRA5	603	600	177	106731	196830	1.84
Média							1.97
Provede com junta horizontal armada	PJHA1	610	600	170.5	104005	160270	1.54
	PJHA2	610	600	171	104310	154330	1.48
	PJHA3	609.5	600	173.5	105748	108940	1.03
	PJHA4	608.5	600	173.5	105575	199210	1.89
	PJHA5	614	600	168.5	103459	178210	1.72
Média							1.53

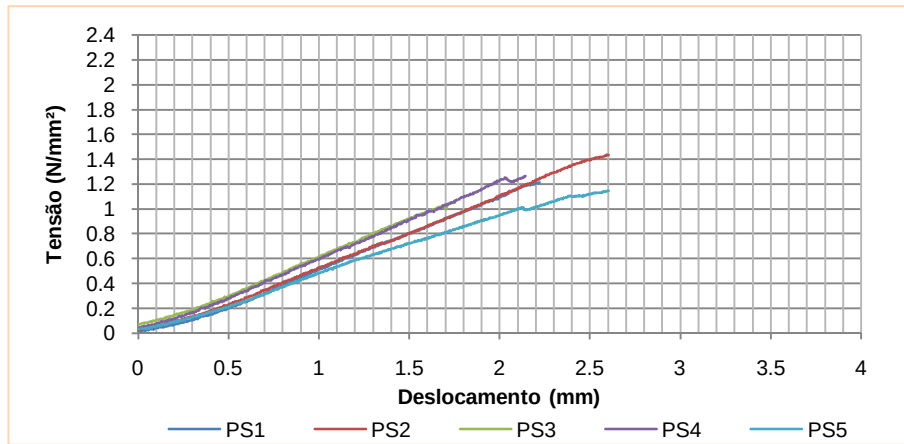


Figura 69 - Resistência à compressão dos provetes simples

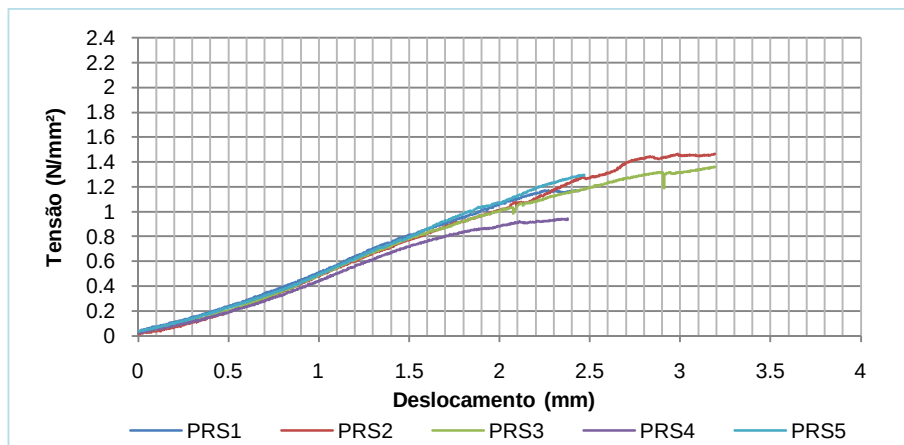


Figura 70 - Resistência à compressão dos provetes com reboco simples

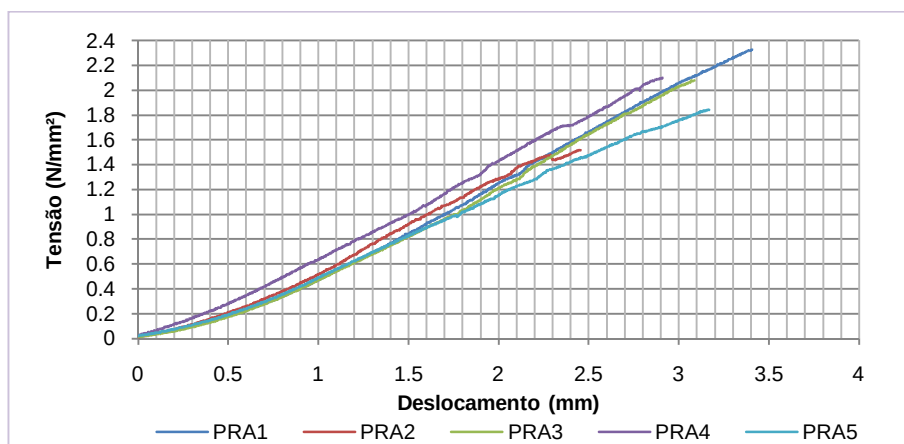


Figura 71 - Resistência à compressão dos provetes com reboco armado

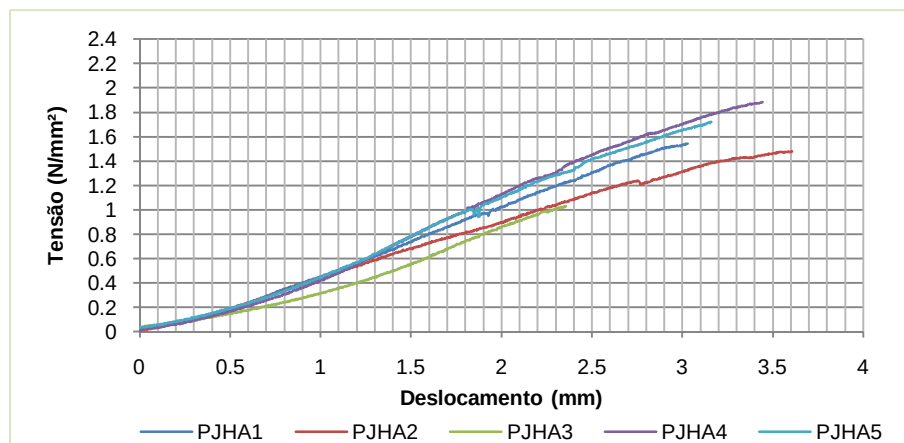


Figura 72 - Resistência à compressão dos provetes com junta horizontal armada

5.2.2.3 Envolventes características dos provetes

Nesta secção, são apresentados os gráficos relativos à envolvente obtida para os ensaios de resistência à compressão efectuados, entre a Figura 73 e a Figura 76 para provetes simples, reboco simples, reboco armado e junta horizontal armada, respectivamente. Os números 1º, 2º e 3º fazem referência à ordem de rotura dos provetes; isto é, o símbolo 1º simboliza a rotura do primeiro provete, o símbolo 2º representa a rotura do 2º provete, e assim sucessivamente.

É apresentado o intervalo máximo, mínimo e médio, tendo em conta o número de provetes da amostra.

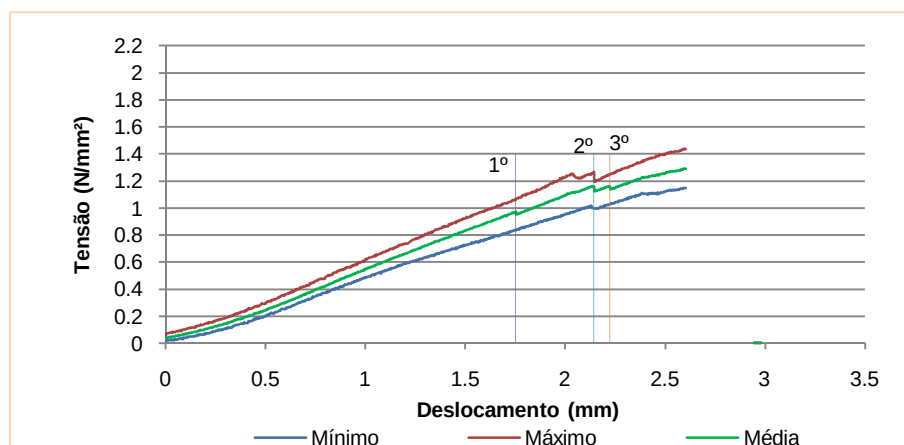


Figura 73 - Envolvente de tensões deslocamento relativa aos provetes simples

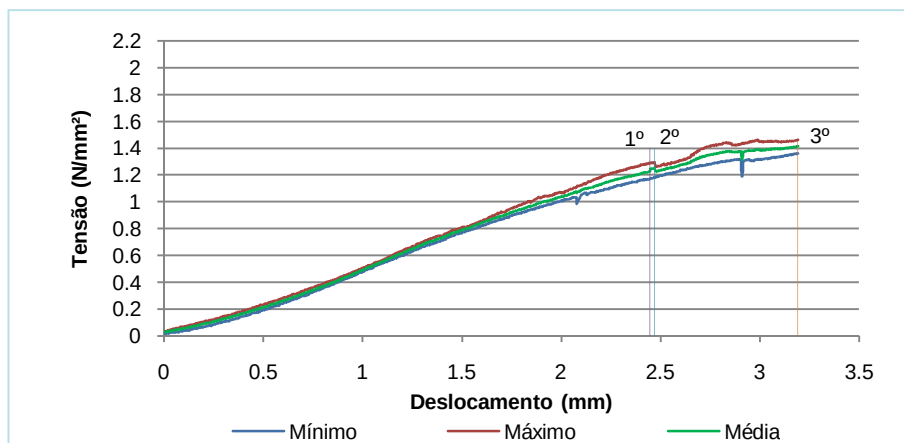


Figura 74 - Envolvente de tensões deslocamento relativa aos provetes com reboco simples

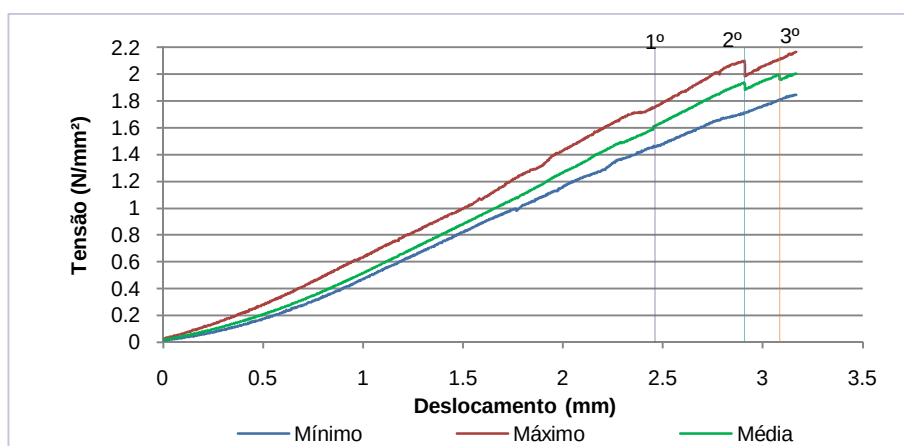


Figura 75 - Envolvente de tensões deslocamento relativa aos provetes com reboco armado

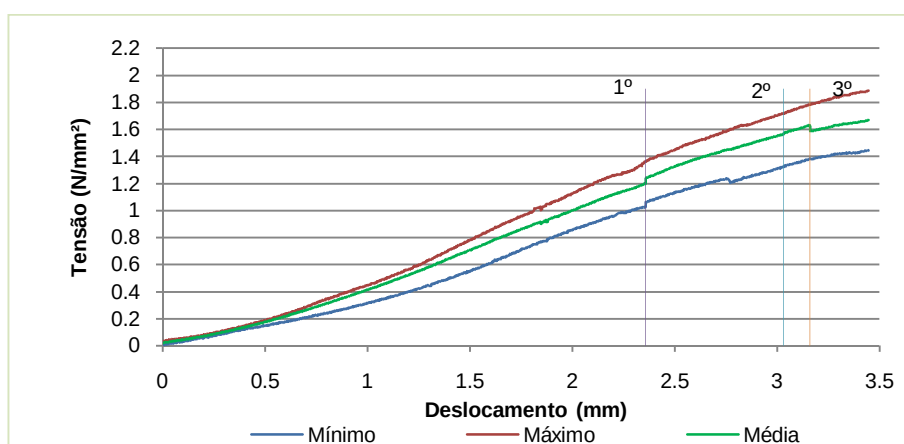


Figura 76 - Envolvente de tensões deslocamento relativa aos provetes com junta horizontal armada

5.2.2.4 Coeficiente de Poisson

Na Tabela 26 são apresentados os resultados obtidos da determinação do coeficiente de Poisson. Novamente aproveitou-se quer o ensaio de módulo de elasticidade, quer o ensaio de resistência à compressão de modo a se ter uma melhor ideia do que sucede.

Através do posicionamento dos transdutores horizontais 5 e 6 foi possível determinar o coeficiente de Poisson de cada provete em estudo nesta secção. Este coeficiente foi determinado através do ensaio de módulo de elasticidade e foi também avaliado através do ensaio de rotura considerando as deformações para um terço da carga máxima obtida.

Tabela 26 - Valores do coeficiente de Poisson dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Provete	Valores obtidos para $\frac{1}{3}$ da força máxima do ensaio de rotura			Ensaio módulo	
		ϵ_5	ϵ_6	$\epsilon_{m_{56}}$	ν	ν
Provete Simples	PS1	1.07E-05	1.88E-05	1.48E-05	0.059	0.062
	PS2	9.89E-05	5.22E-05	7.55E-05	0.214	0.184
	PS3	2.60E-05	1.62E-05	2.11E-05	0.127	0.121
	PS4	9.78E-06	9.74E-06	9.76E-06	0.041	0.054
	PS5	0.00E+00	1.28E-05	6.38E-06	0.022	0.039
Média					0.093	0.092
Provete de reboco simples	PRS1	1.65E-05	1.94E-05	1.79E-05	0.134	0.126
	PRS2	1.32E-05	5.84E-05	3.58E-05	0.388	0.180
	PRS3	1.97E-05	0.00E+00	9.87E-06	0.088	0.237
	PRS4	1.97E-05	1.95E-05	1.96E-05	0.166	0.180
	PRS5	4.60E-05	4.20E-05	4.40E-05	0.411	0.343
Média					0.237	0.213
Provete de reboco armado	PRA1	4.26E-05	5.84E-05	5.05E-05	0.320	0.226
	PRA2	2.28E-05	3.25E-05	2.76E-05	0.223	0.245
	PRA3	0.00E+00	1.94E-05	9.68E-06	0.061	0.120
	PRA4	2.91E-05	3.23E-05	3.07E-05	0.190	0.216
	PRA5	2.26E-05	0.00E+00	1.13E-05	0.083	0.120
Média					0.175	0.186
Provete com junta horizontal armada	PJHA1	1.93E-05	2.29E-05	2.11E-05	0.112	0.134
	PJHA2	2.90E-05	7.06E-05	4.98E-05	0.219	0.247
	PJHA3	2.22E-05	4.18E-05	3.20E-05	0.169	0.148
	PJHA4	3.22E-05	9.59E-06	2.09E-05	0.082	0.095
	PJHA5	3.54E-05	6.40E-05	4.97E-05	0.203	0.221
Média					0.157	0.169

5.2.2.5 Análise estatística dos parâmetros estudados

Nesta secção é efectuada uma análise estatística do módulo de elasticidade, resistência à compressão e coeficiente de Poisson para os diferentes tipos de provetes estudados.

Tabela 27 - Análise estatística do módulo de elasticidade dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Módulo de Elasticidade					
	Ensaio de Módulo			Ensaio de Rotura		
	Média	D. Padrão	C. Variação	Média	D. Padrão	C. Variação
Proвете Simples	1577.4	162.7	10.3%	1671.5	303.7	18.2%
Reboco Simples	3602.7	993.7	27.6%	3829.1	1065.4	27.8%
Reboco Armado	4296.4	188.9	4.4%	4432.0	301.9	6.8%
Junta horizontal	2401.5	389.2	16.2%	2303.8	340.8	14.8%

Tabela 28 - Análise estatística da resistência à compressão dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Resistência à compressão		
	Ensaio de rotura		
	Média	D. Padrão	C. Variação
Proвете Simples	1.26	0.21	16.7%
Reboco Simples	1.26	0.21	16.7%
Reboco Armado	1.97	0.31	15.5%
Junta horizontal	1.53	0.32	21.1%

Tabela 29 - Análise estatística do coeficiente de Poisson dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Coeficiente de Poisson					
	Ensaio de Módulo			Ensaio de Rotura		
	Média	D. Padrão	C. Variação	Média	D. Padrão	C. Variação
Proвете Simples	0.092	0.060	65.3%	0.093	0.079	84.7%
Reboco Simples	0.213	0.082	38.7%	0.237	0.151	63.5%
Reboco Armado	0.186	0.061	32.7%	0.175	0.106	60.6%
Junta horizontal	0.169	0.063	37.5%	0.157	0.059	37.4%

Da análise efectuada entre a Tabela 27 e a Tabela 29, no que respeita aos provetes simples, verifica-se que quer o ensaio de módulo de elasticidade quer para o ensaio de resistência à compressão, os valores dos coeficientes de variação apresentam resultados bastante aceitáveis. Já no que respeita ao coeficiente de variação obtido na determinação do coeficiente de Poisson, está-se na presença de valores elevado.

Analisando os resultados inerentes aos provetes com reboco simples verifica-se que apesar do coeficiente de variação para o módulo de elasticidade não ser baixo, existe uma relação de similaridade entre os módulos obtidos em ambos os ensaios. Quanto ao ensaio de resistência à compressão, o valor do coeficiente de variação obtido é bastante aceitável. O resultado obtido para o

coeficiente de Poisson é um valor aceitável, tendo em conta que o ensaio mais preciso para a sua determinação é o ensaio de módulo de elasticidade, onde se obteve um coeficiente de variação de 38.7%.

No que diz respeito aos provetes de reboco armado verifica-se que quer o ensaio de módulo de elasticidade quer para o ensaio de resistência à compressão, os valores dos coeficientes de variação apresentam resultados bastante aceitáveis, chegando mesmo a serem excelentes os resultados obtidos para o módulo de elasticidade. Para o coeficiente de Poisson obtém-se um coeficiente de variação de 32.7% que pode ser interpretado nesta situação como um valor aceitável.

Quanto aos provetes com junta horizontal armada verifica-se que os valores obtidos para os coeficientes de variação em ambas as situações são satisfatórios. Quanto ao coeficiente de Poisson obteve um coeficiente de variação aceitável.

5.2.2.6 Análise de resultados provetes simples

Do ensaio de módulo de elasticidade efectuado pode-se concluir que existe uma boa amostra de resultados visto se obter um coeficiente de variação na ordem dos 10%. O próprio módulo de elasticidade dos provetes obtido a partir do ensaio de rotura, onde se consideram as deformações e as tensões para um terço da carga máxima, traduz-se numa boa aproximação do ensaio estipulado na Norma Portuguesa NP EN 1052-1[38] para o ensaio de módulo de elasticidade.

Quanto ao ensaio de rotura já se obteve um coeficiente de variação superior, na ordem dos 17%. Este efeito é devido à existência de dois provetes que notoriamente saem da média de valores esperados, um dos provetes com um valor inferior (PS3) e outro provete com um valor bastante superior (PS2).

No que diz respeito ao coeficiente de Poisson, os valores não são de todo os melhores. Existe uma grande variação. Esta variação coincide em parte com a variação verificada no ensaio de rotura, visto serem os provetes PS2 e PS3 que apresentam as maiores variações.

De seguida é apresentada a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes do tipo PS, calculada de acordo com a norma NP EN 1052-1[38]:

- $f = 1.26 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = \frac{f}{1.2} = \frac{1.26}{1.2} = 1.048 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = f_{i,\min} = 1.056 \text{ N/mm}^2$

De onde resulta que a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes tipo “PS”, tem o valor de:

$$f_k = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

O modo de rotura obtido para os provetes simples, quando sujeitos ao ensaio de compressão encontra-se exemplificado na Figura 77 e Figura 78.



Figura 77 - Modo de rotura PS



Figura 78 - Modo de rotura PS

5.2.2.7 Análise de resultados provetes com reboco simples

Da análise dos valores obtidos relativos ao módulo de elasticidade pode concluir-se que existe uma variação ligeiramente acentuada dos valores obtidos, sendo o coeficiente de variação na ordem dos 27%.

No que diz respeito ao ensaio de rotura à compressão, os resultados obtidos apresentam um coeficiente de variação já mais aceitável da ordem dos 17%. Este efeito é de notar principalmente porque existem dois provetes, (PRS1 e PRS4), que apresentam baixa resistência à compressão face aos restantes provetes.

Para o coeficiente de Poisson, obteve-se um coeficiente de variação ligeiramente elevado, 39%.

De seguida é apresentada a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes do tipo PRS, calculada de acordo com a norma NP EN 1052-1[38]:

- $f = 1.26 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = \frac{f}{1.2} = \frac{1.26}{1.2} = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = f_{i,\min} = 0.944 \text{ N/mm}^2$

Donde resulta, que resistência característica à compressão, f_k , para os provetes tipo “PRS”, tem o valor de:

$$f_k = 0.9 \text{ N/mm}^2 \text{ ***}$$

*** É de salientar neste caso o valor de f_k obtido, pois este valor é condicionado pelo resultado do ensaio de resistência à compressão do provete PRS4. Caso o valor deste provete fosse eliminado por ser um valor díspar dos outros valores obtido, a resistência característica à compressão, f_k , apresentaria um valor de 1.1 N/mm^2 .

Assim sendo, o valor de referência para os provetes com reboco simples, no que respeita à resistência à compressão característica é:

$$f_k = 1.1 \text{ N/mm}^2$$

Na Figura 79 é também observar a instrumentação utilizada para o ensaio de compressão. O modo de rotura obtido para os provetes de reboco simples encontra-se representado na Figura 80.



Figura 79 - Provede de reboco simples sujeito ao ensaio de compressão



Figura 80 - Modo de rotura PRS

5.2.2.8 Análise de resultados provetes com reboco armado

Os resultados obtidos para o módulo de elasticidade são excelentes. Obteve-se um coeficiente de variação de 4% e um módulo de elasticidade quase constante em todos os provetes na ordem dos 4300 MPa.

Da análise dos resultados do ensaio de rotura é visível que existem dois provetes que não atingem o mesmo patamar de carga que os restantes três. Esse efeito baixa ligeiramente a média.

Quanto ao coeficiente de Poisson é visível que a análise dos resultados não é assim tão fácil. Dois provetes apresentaram valores na ordem dos 0.120, enquanto que os restantes três apresentaram valores na ordem dos 0.22. De qualquer forma, dos provetes estudado, estes provetes de reboco armado foram, os que maior ductilidade apresentaram.

De seguida é apresentada a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes do tipo PRA:

- $f = 1.97 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = \frac{f}{1.2} = \frac{1.97}{1.2} = 1.644 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = f_{i,\min} = 1.517 \text{ N/mm}^2$

De onde resulta que a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes tipo “PRA”, tem o valor de:

$$f_k = 1.5 \text{ N/mm}^2 \text{ ***}$$

*** Neste tipo de provetes ocorre o que anteriormente ocorreu nos PRS. Existe um provete, neste caso o provete PRA2, que apresenta um valor inferior ao normalmente obtido. Tratando os dados sob o mesmo pressuposto, admitindo a exclusão do provete PRA2, obtém-se um valor de resistência à compressão característico de 1.7 N/mm^2 .

Assim sendo, o valor de referência para os provetes com reboco armado, no que respeita à resistência à compressão característica é:

$$f_k = 1.7 \text{ N/mm}^2$$

A Figura 81 e Figura 82 apresentam o modo de rotura obtido para os provetes com reboco armado.



Figura 81 - Modo de rotura PRA



Figura 82 - Modo de rotura PRA

5.2.2.9 Análise de resultados provetes com junta horizontal armada

Os resultados obtidos do ensaio de módulo de elasticidade apresentam uma boa amostra de valores, existindo apenas um provete (PJHA3), que apresenta um módulo de elasticidade inferior ao esperado.

No que respeita ao ensaio de rotura à compressão, novamente o provete PJHA3 é o que apresenta o valor mais baixo; mesmo assim consegue-se obter um coeficiente de variação na ordem de 20%.

Quanto ao coeficiente de Poisson obteve-se uma boa gama de valores, com um coeficiente de variação na ordem dos 37%.

De seguida é apresentada a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes do tipo PJHA:

- $f = 1.53 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = \frac{f}{1.2} = \frac{1.53}{1.2} = 1.275 \text{ N/mm}^2$
- $f_k = f_{i,\min} = 1.03 \text{ N/mm}^2$

De onde resulta que a resistência característica à compressão, f_k , para o provete tipo “PJHA”, tem o valor de:

$$f_k = 1.0 \text{ N/mm}^2 \text{ ***}$$

*** Neste tipo de provetes ocorre o que anteriormente se observou nos PRS e nos PRA ocorreu. Existe um provete, neste caso o provete PJHA3, que apresenta um valor inferior ao normalmente obtido. Tratando os dados sob o mesmo pressuposto, admitindo a exclusão do provete PJHA3, obtém-se um valor de resistência à compressão característico de 1.4 N/mm^2 .

Assim sendo, o valor de referência para os provetes com junta horizontal armada, no que respeita à resistência à compressão característica é:

$$f_k = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

O modo de rotura dos provetes com junta horizontal armada, quando sujeitos aos ensaios de compressão, está evidenciado na Figura 83 e Figura 84.



Figura 83 - Modo de rotura PJHA



Figura 84 - Modo de rotura PJHA

5.2.3 ANÁLISE FINAL DE RESULTADOS

Nesta secção apresenta-se na Tabela 30, para os provetes simples, com reboco, com reboco armado e com junta horizontal armada, o resumo dos valores dos seguintes parâmetros estudados:

- Módulo de elasticidade;
- Tensão máxima de rotura;
- Tensão máxima de rotura corrigida (exclusão dos valores anormalmente baixos);
- Coeficiente de Poisson;
- Resistência à compressão característica;
- Resistência à compressão característica corrigida.

Tabela 30 - Síntese dos parâmetros estudados para os diferentes tipos de provetes

Tipo de provetes	E N/mm ²	f _{máx} N/mm ²	f _{máx} N/mm ² corrigido	v	f _k N/mm ²	f _k N/mm ² corrigido
PS	1577.4	1.26	1.26	0.092	1	1
PRS	3602.7	1.26	1.34	0.213	0.9	1.1
PRA	4296.4	1.97	2.09	0.186	1.5	1.7
PJHA	2401.5	1.53	1.66	0.169	1	1.4

Dos resultados apresentados na Tabela 30 conclui-se o seguinte:

- Os provetes de alvenaria simples são os que apresentam uma resistência à compressão mais baixa;

- Os provetes onde foram verificados resultados mais elevados foram os provetes de reboco armado. Neste tipo de provetes, experimentalmente verificou um bom comportamento após rotura, verificando-se que o provete se mantinha aglutinado mesmo estando bastante danificado.

5.3 PROVETES TIPO “MURETE” DE ALVENARIA DE TIJOLO - RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Para a determinação da resistência à flexão, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 1052-2 [39]. Foram considerados os quatros tipos de provetes tipo “murete” de alvenaria em estudo e designados por: “PS”, “PRS”, “PRA” e “PJHA”.

5.3.1 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, o seguinte equipamento e material específico:

- Uma máquina de ensaio para a aplicação das cargas, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma;
- Equipamento para medição de deformações;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos.

Foram ensaiados 5 provetes em cada uma das direcções de flexão de cada um dos tipos considerados, resultando na totalidade 40 provetes. As dimensões foram definidas, em função da direcção de flexão considerada e de acordo com o especificado na norma. Os provetes foram construídos sobre uma superfície horizontal plana. Após a construção, cada provete, foi pré-comprimido utilizando para tal uma carga uniformemente distribuída de modo a obter uma tensão vertical compreendida entre $2,5 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ e $5,0 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$. Em seguida foram submetidos a um período de cura mantendo-os em repouso até ao ensaio, tendo entretanto sido tomadas as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do laboratório.

Foi assegurado que as superfícies de cada provete seriam planas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo principal do provete. Foi efectuada uma regularização da superfície, nos pontos de aplicação das cargas, recorrendo para tal a uma argamassa, com resistência à compressão igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias. Para tal, foram colocados na máquina de ensaio, na direcção vertical com a carga aplicada em quatro pontos. A distância compreendida entre os apoios exteriores e a extremidade do provete, foi considerada de acordo com o especificado na norma, sendo superior a 50 mm. A distância entre os apoios interiores e o espaçamento dos apoios exteriores, variou em função da direcção considerada e foi definida em harmonia com o especificado na norma NP EN 1052-2 [39]. Foi assegurado que a base de cada provete de alvenaria estava livre de atrito, sendo para tal colocado um rolete.

A carga foi aplicada de forma contínua, a uma velocidade compreendida entre $0,03 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ e $0,3 \text{ N/mm}^2/\text{min}$, sendo as deformações medidas com a aplicação da carga. Foram registadas as seguintes medições:

- Dimensões da secção transversal do provete paralelas aos apoios arredondadas ao milímetro, espaçamento dos apoios exteriores e interiores em milímetros;
- Carga máxima $F_{i,max}$, com arredondamento a 10 N, tendo sido rejeitados os resultados quando a rotura não ocorreu entre os apoios interiores e no intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima.
- Deformação no centro geométrico do provete.

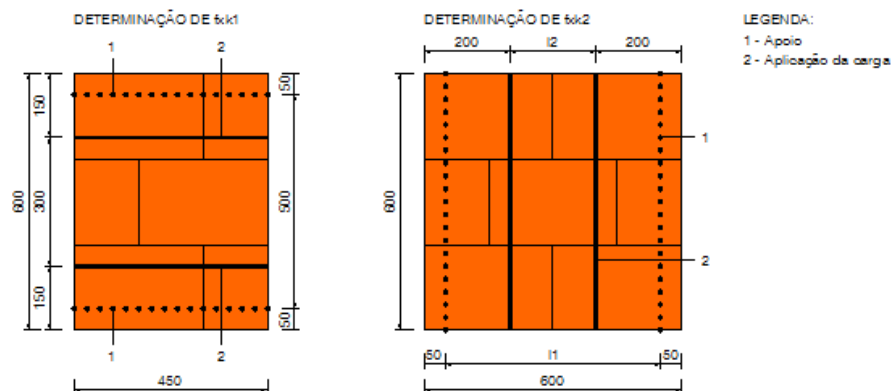


Figura 85 - Esquema geométrico dos provetes e forma de aplicação das cargas

5.3.2 RESULTADOS

Para cada um dos quatro tipos de provetes considerados e para cada uma das duas direcções do plano de rotura dos provetes: paralela às juntas de assentamento e perpendicular às juntas de assentamento, foi calculada a resistência à flexão de cada provete, f_{x1} e f_{x2} , respectivamente. O arredondamento considerado foi de $0,01 \text{ N/mm}^2$, tendo sido usada a seguinte expressão:

$$f_{xi} = \frac{3 F_{i,max} (l_1 - l_2)}{2 b t_u^2}$$

Onde:

- $F_{i,max}$ Carga máxima aplicada ao provete;
- t_u espessura do provete;
- b largura ou altura do provete perpendicular à direcção do vão;
- l_1 e l_2 distâncias entre apoios.

A resistência média à flexão, $f_{média}$, foi calculada com arredondamento a $0,01 \text{ N/mm}^2$.

A resistência característica à flexão, f_{ki} , foi considerada, com arredondamento a $0,1 \text{ N/mm}^2$, e foi considerada a expressão:

$$f_{xk} = \frac{f_{média}}{1,5}$$

5.3.3 RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO PARALELA ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO

Nesta secção são apresentados os resultados dos ensaios de determinação da resistência paralela às juntas de assentamento, os gráficos das envolventes bem como as análises estatísticas efectuadas.

5.3.3.1 Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento

De seguida serão apresentados os resultados obtidos para os ensaios de flexão efectuados aos diferentes tipos de provetes estudados e resumidos na Tabela 31.

Entre a Figura 86 e a Figura 89 encontram-se apresentados os resultados gráficos para os provetes ensaiados.

Tabela 31 - Resistência à flexão paralela às juntas de assentamento dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Provete	l_1	l_2	b	t_u	$F_{1i,max}$ (N)	$f_{x1,i}$ (N/mm ²)
Provete simples	PS1	500	300	460	150	3460	0.100
	PS2	500	300	448	150	5360	0.160
	PS3	500	300	455	150	7540	0.221
	PS4	500	300	455	150	5510	0.161
	PS5	500	300	452	150	2780	0.082
Média						4930	0.145
Provete de reboco simples	PRS1	500	300	455	150	15600	0.457
	PRS2	500	300	455	150	19290	0.565
	PRS3	500	300	465	150	17090	0.490
	PRS4	500	300	457	150	14020	0.409
	PRS5	500	300	455	150	18780	0.550
Média						16956	0.494
Provete de reboco armado	PRA1	500	300	453	150	18840	0.555
	PRA2	500	300	462	150	19880	0.574
	PRA3	500	300	472	150	22180	0.627
	PRA4	500	300	460	150	24370	0.706
	PRA5	500	300	465	150	29680	0.851
Média						22990	0.662
Provete com junta horizontal armada	PJHA1	500	300	458	150	19920	0.580
	PJHA2	500	300	455	150	20820	0.610
	PJHA3	500	300	455	150	15580	0.457
	PJHA4	500	300	445	150	14620	0.438
	PJHA5	500	300	457	150	21160	0.617
Média						18420	0.540

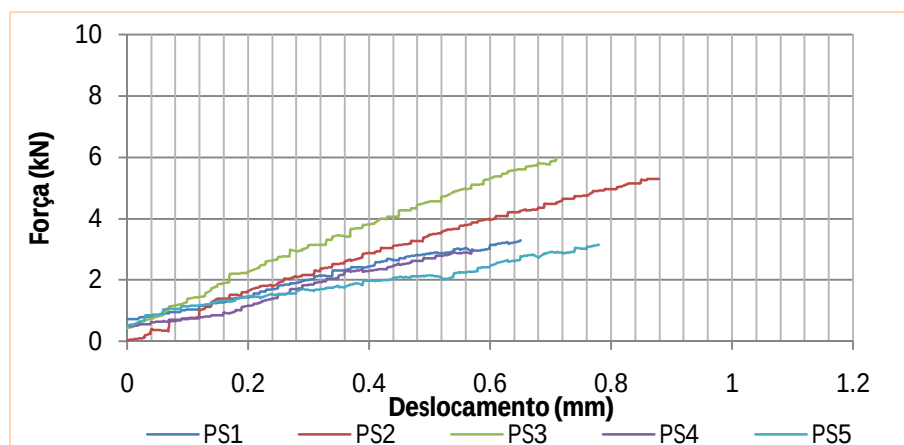


Figura 86 - Resistência à flexão paralela às juntas de assentamento dos provetes simples

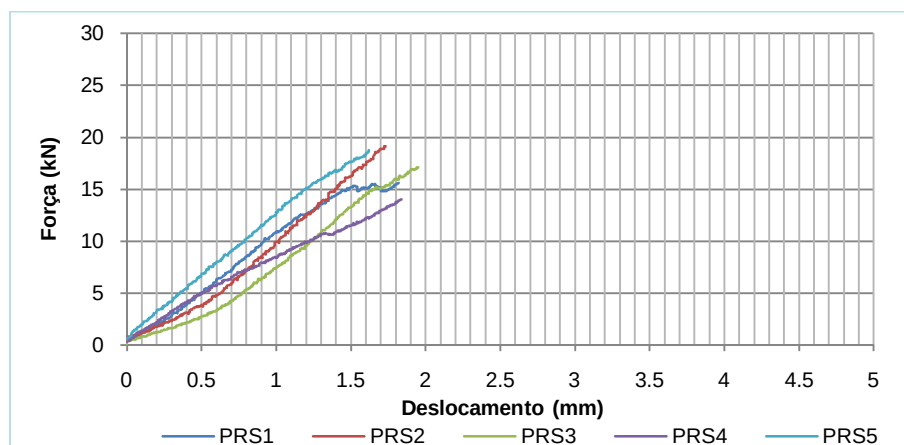


Figura 87 - Resistência à flexão paralela às juntas de assentamento dos provetes com reboco simples

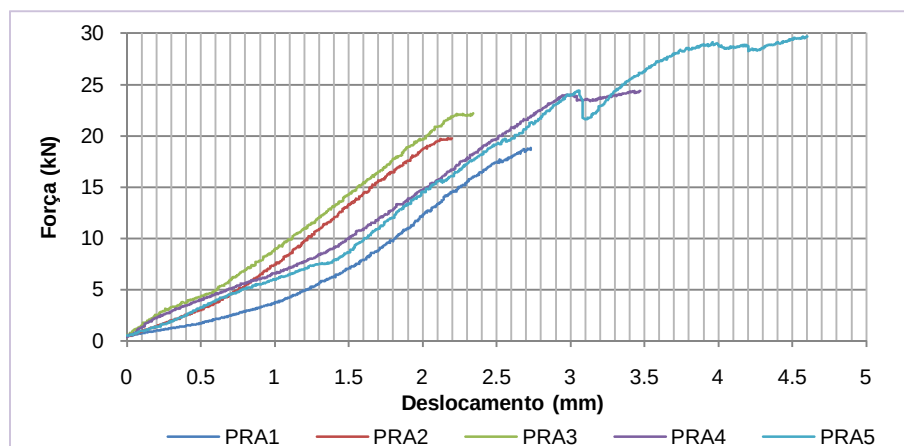


Figura 88 - Resistência à flexão paralela às juntas de assentamento dos provetes com reboco armado

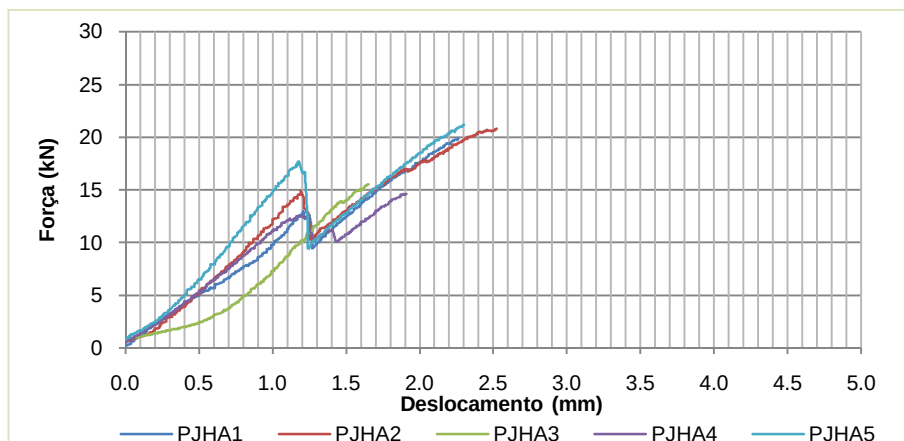


Figura 89 - Resistência à flexão paralela às juntas de assentamento dos provetes com junta horizontal armada

5.3.3.2 Envolventes do ensaio paralelo às juntas de assentamento

Nesta secção, são apresentados os gráficos relativos à envolvente obtida para os ensaios de resistência à flexão paralela às juntas de assentamento efectuados, entre Figura 90 e a Figura 93 para provetes simples, com reboco simples, com reboco armado e com junta horizontal armada, respectivamente.

É apresentado o intervalo máximo, mínimo e médio, tendo em conta o número de provetes da amostra.

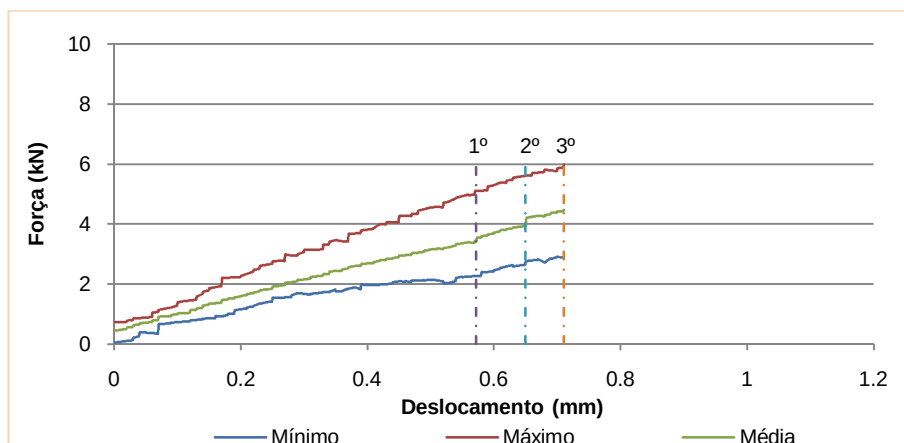


Figura 90 - Envolvente dos provetes simples no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento

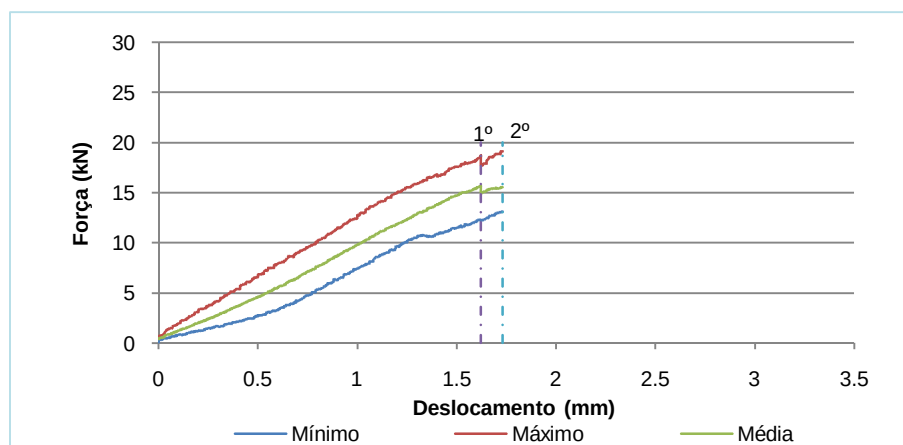


Figura 91 - Envolvente dos provetes com reboco simples no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento

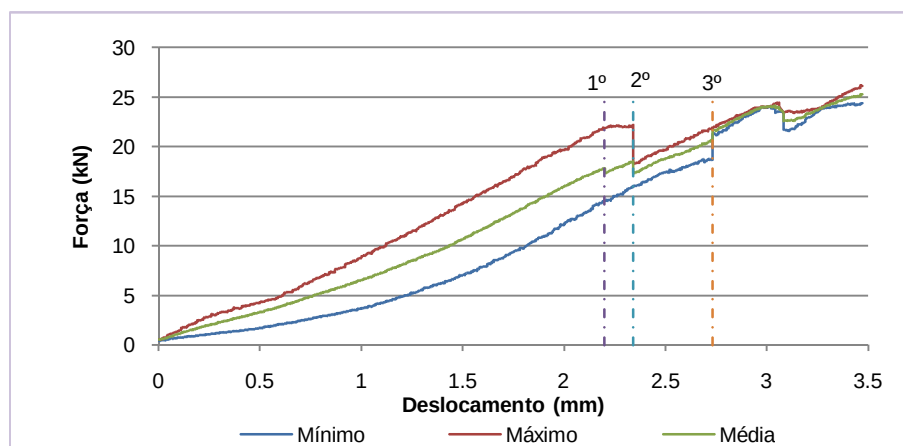


Figura 92 - Envolvente dos provetes com reboco armado no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento

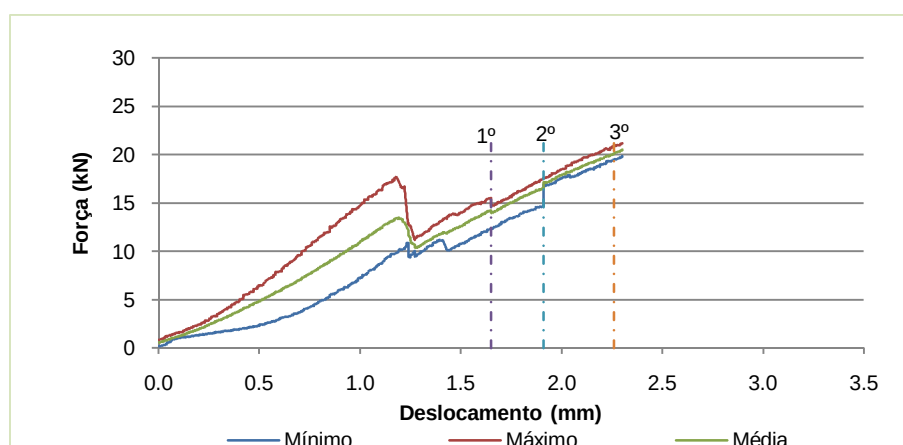


Figura 93 - Envolvente dos provetes com junta horizontal no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento

5.3.3.3 Análise estatística

Tabela 32 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes

Murete	Resistência à flexão paralela às juntas de assentamento		
	Média (N/mm ²)	D. Padrão	C. Variação
Proвете Simples	0.145	0.055	38.2%
Reboco Simples	0.494	0.065	13.1%
Reboco Armado	0.662	0.121	18.2%
Junta Horizontal	0.540	0.086	16.0%

Da análise efectuada à Tabela 32 verifica-se que para as soluções ensaiadas se obteve uma boa amostra de resultados, com a excepção dos provetes simples.

5.3.3.4 Análise de resultados provetes simples

Da realização dos ensaios de resistência à flexão paralela às juntas de assentamento em provetes simples, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$$

Os resultados obtidos, foram razoáveis, tendo-se obtido um coeficiente de variação relativamente alto no que respeita à resistência à flexão. Este valor pode em parte dever-se a alguns desalinhamentos geométricos existente nestes provetes, tornando difícil um correcto posicionamento dos provetes.

Na Figura 94 e Figura 95 pode ser observado o provete em estudo e o modo de rotura característico deste tipo de provetes, respectivamente.



Figura 94 - Proвете simples sujeito a flexão paralela às juntas de assentamento



Figura 95 - Modo de rotura dos provetes simples

5.3.3.5 Análise de resultados provetes com reboco simples

Da realização dos ensaios de resistência à flexão paralela às juntas de assentamento em provetes de reboco simples, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,1} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

Os resultados obtidos correspondem a uma boa amostragem de resultados visto se estar na presença de um coeficiente de variação de 13.1%.

Analizando o tipo de roturas obtido, Figura 96 e Figura 97, pode-se concluir que este tipo de ensaio à flexão paralelo às juntas de assentamento, não se enquadra da melhor forma no tipo de provetes de reboco simples, visto que os modos de rotura obtidos são característicos de corte.



Figura 96 - Modo de rotura PRS



Figura 97 - Modo de rotura PRS

5.3.3.6 Análise de resultados provetes com reboco armado

Da realização dos ensaios de resistência à flexão paralela às juntas de assentamento em provetes de reboco armado, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,1} = 0.44 \text{ N/mm}^2$$

Da campanha de ensaios efectuados é de concluir que se está na presença de uma amostragem boa, pelo que indica o coeficiente de variação. Apenas se observa, que existe um provete, PRA5, onde se obteve um valor menos normal do que no resto da amostra.

Analizando a Figura 98 e Figura 99 novamente é de salientar, que a rotura característica deste tipo de provetes, é uma rotura por corte, apontando novamente no sentido de que a norma NP EN 1052-2 [39] não se enquadra com provetes que não sejam de alvenaria simples.



Figura 98 - Provete de reboco armado sujeito a flexão paralela às juntas de assentamento



Figura 99 - Modo de rotura PRA

5.3.3.7 Análise de resultados provetes com junta horizontal armada

Da realização dos ensaios de resistência à flexão paralela às juntas de assentamento em provetes de reboco armado, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

O coeficiente de variação obtido é bastante bom, situando-se na casa dos 16.0%.

Durante a realização destes ensaios foi visível que o primeiro pré-pico de carga ocorria sensivelmente para a mesma carga/deslocamento que ocorria a rotura nos provetes de reboco simples. Este efeito é também possível de ser observado na Figura 89 e Figura 93, onde é bem notório esse pré-pico.



Figura 100 - Modo de rotura PJHA



Figura 101 - Modo de rotura PJHA

Da análise efectuada ao modo de rotura obtido na Figura 100 e Figura 101 continua a ser visíveis as fendas de corte; contudo em todos os provetes deste tipo estudado, formava-se uma fenda na junta de assentamento onde se encontrava colocada a armadura.

5.3.4 RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO

Nesta secção são apresentados os resultados dos ensaios de determinação da resistência paralela às juntas de assentamento, os gráficos das envolventes bem como as análises estatísticas efectuadas.

5.3.4.1 Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento

De seguida serão apresentados os resultados obtidos para os ensaios de flexão perpendicular às juntas de assentamento efectuados aos diferentes tipos de provetes estudados.

Na Tabela 33 encontram-se apresentados os resultados numéricos dos cinco provetes ensaiados para as diferentes soluções estudadas, enquanto que entre a Figura 102 e a Figura 105 encontram-se apresentados os resultados gráficos obtidos.

Tabela 33 - Resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Provete	l_1	l_2	b	t_u	$F_{2i,max}$ (N)	$f_{x2,i}$ (N/mm ²)
Provete simples	PS1	500	200	600	150	16303	0.543
	PS2	500	200	600	150	16684	0.556
	PS3	500	200	600	150	19177	0.639
	PS4	500	200	600	150	12732	0.424
	PS5	500	200	600	150	10189	0.340
Média						15017	0.501
Provete de reboco simples	PRS1	500	200	608	150	21720	0.714
	PRS2	500	200	593	150	26270	0.886
	PRS3	500	200	592	150	17650	0.596
	PRS4	500	200	593	150	24890	0.839
	PRS5	500	200	600	150	19950	0.665
Média						22096	0.740
Provete de reboco armado	PRA1	500	200	610	150	49370	1.619
	PRA2	500	200	600	150	59960	1.999
	PRA3	500	200	590	150	60300	2.044
	PRA4	500	200	600	150	57280	1.909
	PRA5	500	200	610	150	50920	1.670
Média						55566	1.848
Provete com junta horizontal armada	PJHA1	500	200	600	150	54690	1.823
	PJHA2	500	200	600	150	24610	0.820
	PJHA3	500	200	600	150	33990	1.133
	PJHA4	500	200	600	150	51150	1.705
	PJHA5	500	200	600	150	54590	1.820
Média						43806	1.460

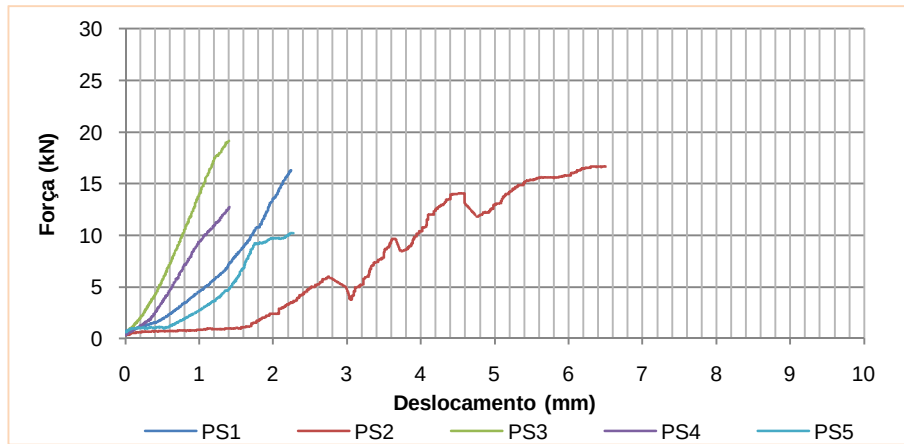


Figura 102 - Resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento dos provetes simples

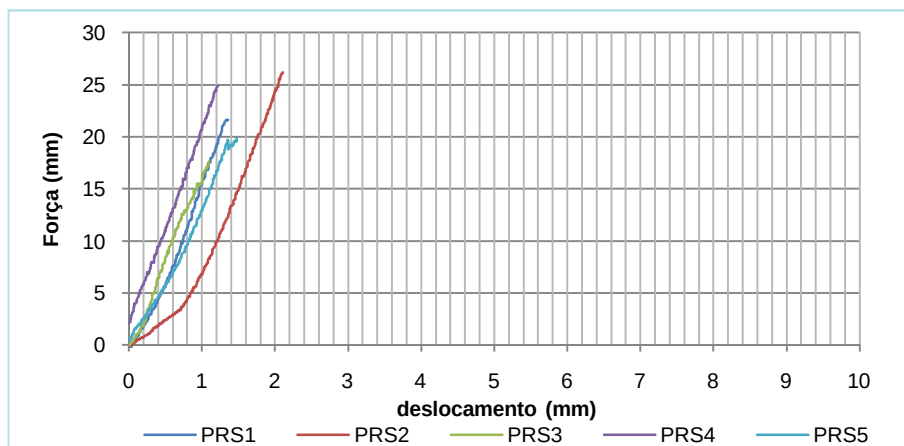


Figura 103 - Resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento dos provetes com reboco simples

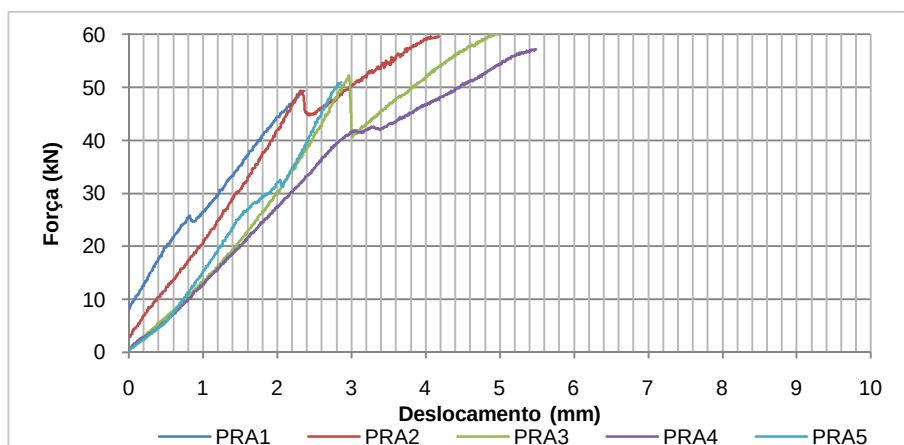


Figura 104 - Resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento dos provetes com reboco armado

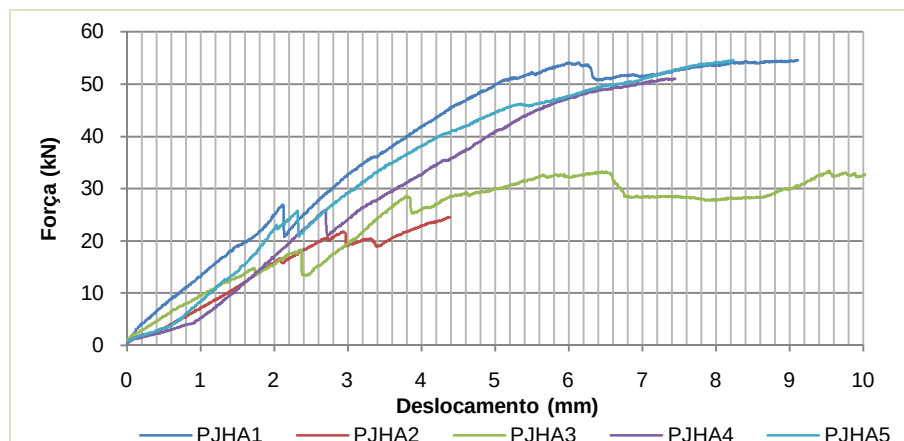


Figura 105 - Resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento dos provetes com junta armada

5.3.4.2 Envolventes do ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento

Nesta secção, são apresentados os gráficos relativos à envolvente obtida para os ensaios de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento, entre Figura 106 e a Figura 109 para provetes simples, com reboco simples, com reboco armado e com junta horizontal armada, respectivamente.

É apresentado o intervalo máximo, mínimo e médio, tendo em conta o número de provetes da amostra.

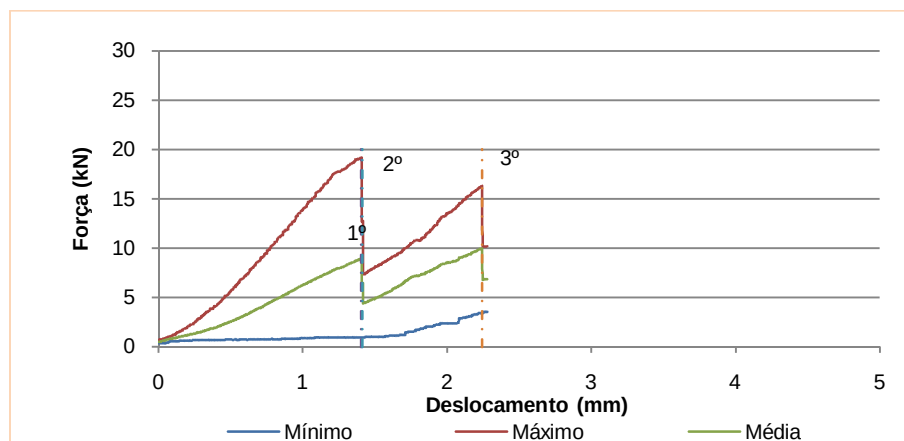


Figura 106 - Envolvente dos provetes simples no ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento

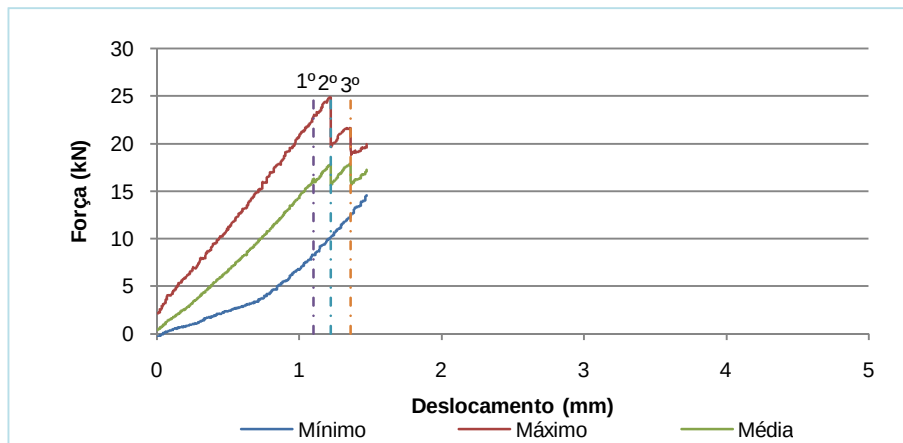


Figura 107 - Envolvente dos provetes com reboco simples no ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento

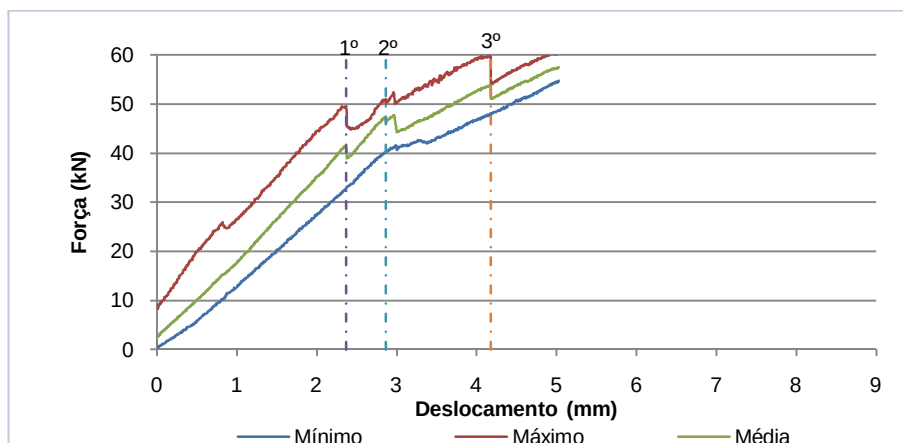


Figura 108 - Envolvente dos provetes com reboco armado no ensaio de flexão perpendicular às juntas

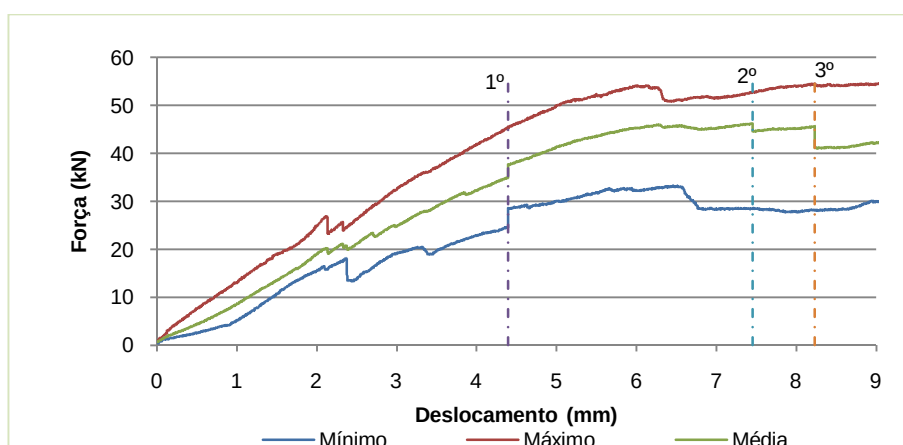


Figura 109 - Envolvente dos provetes com junta horizontal armada no ensaio de flexão perpendicular às juntas

5.3.4.3 Análise estatística

Da análise efectuada à Tabela 34 verifica-se que para todas as soluções ensaiadas obteve-se uma boa amostra de resultados; é de salientar que os provetes simples apresentam o maior coeficiente de variação em parte devido a alguns desalinhamentos geométricos existentes nestes provetes.

Tabela 34 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Resistência à flexão perpendicular às juntas horizontais		
	Média (N/mm ²)	D. Padrão	C. Variação
Provede Simples	0.501	0.118	23.6%
Reboco Simples	0.740	0.121	16.3%
Reboco Armado	1.848	0.193	10.5%
Junta Horizontal	1.460	0.458	31.3%

5.3.4.4 Análise de resultados provetes simples

Da realização dos ensaios de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento em provetes simples, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,2} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

Os resultados obtidos com este tipo de provetes são relativamente satisfatórios, visto se obter um coeficiente de variação de 23.6%, resultado este que advém de alguns desalinhamentos geométricos dos provetes de alvenaria simples.

Da análise da Figura 110 e Figura 111 é possível observar o esquema de ensaio utilizado, bem como o modo de rotura característico desse tipo de provetes, respectivamente.



Figura 110 – Provede simples sujeito a flexão perpendicular às juntas de assentamento



Figura 111 - Modo de rotura PS

5.3.4.5 Análise de resultados provetes com reboco simples

Da realização dos ensaios de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento em provetes de reboco simples, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,2} = 0.49 \text{ N/mm}^2$$

A amostra estudada representa uma boa amostragem de valores, havendo apenas um provete (PRS3) que apresenta valores ligeiramente diferentes.

O tipo de fendilhação obtido para o ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento é o espectável como se ilustra na Figura 112 e Figura 113.



Figura 112 - Modo de rotura PRS



Figura 113 - Modo de rotura PRS

5.3.4.6 Análise de resultados provetes com reboco armado

Da realização dos ensaios de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento em provetes com reboco armado, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,2} = 1.23 \text{ N/mm}^2$$

Para os ensaios efectuados obteve-se uma coeficiente de variação de 10.5% o que indica que se está na presença de uma boa amostra de resultados.

Durante o ensaio, estes provetes formavam primeiro uma fenda de corte, Figura 114, que se situava entre o apoio frontal e o apoio traseiro, abrindo numa fase posterior uma fenda característica de flexão, Figura 115.



Figura 114 - Modo de rotura PRA



Figura 115 - Modo de rotura PRA

5.3.4.7 Análise de resultados de provetes com junta horizontal armada

Da realização dos ensaios de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento em provetes com junta horizontal armada, obteve-se uma resistência característica à flexão de:

$$f_{xk,2} = 0.97 \text{ N/mm}^2$$

Analisando os resultados obtidos para este tipo de provetes, verifica-se que para o ensaio de flexão existem dois provetes, PJHA2 e PJHA3, que apresentam resistência à flexão de quase cerca de metade dos valores obtidos para os restantes provetes deste tipo. Este facto pode em parte influenciar o resultado da resistência característica à flexão obtida para este tipo de provetes, contudo, como existem dois provetes com valores baixos e três provetes com valores altos, torna-se difícil apenas com este número de provetes ensaiados, chegar a alguma correcção para a resistência característica. Uma eventual forma de resolver esta situação seria aumentar o número da amostra estudada.

Nestes provetes com junta horizontal armada, existe sempre um pré-pico, à semelhança da situação de provete de reboco simples.

O modo de rotura deste tipo de provetes é apresentado na Figura 116 e Figura 117. Na Figura 116 é visível a fenda característica do ensaio de flexão perpendicular às juntas de assentamento, bem como a fenda resultante do esforço de tracção da armadura na junta de assentamento. A Figura 117 demonstra a rotura da armadura devido ao esforço de tracção.



Figura 116 – Modo de rotura PJHA



Figura 117 – Modo de rotura PJHA

5.3.5 ANÁLISE FINAL DE RESULTADOS

Nesta secção são resumidos, para os provetes simples, com reboco, com reboco armado e com junta horizontal armada, os valores dos seguintes parâmetros estudados:

- Resistência à flexão na direcção paralela e perpendicular às juntas de assentamento;
- Resistência característica à flexão na direcção paralela e perpendicular às juntas de assentamento.

Na Tabela 35 estão apresentados os resultados obtidos para os ensaios de flexão paralela e perpendicular às juntas de assentamento.

Tabela 35 - Resumo das características determinadas nos ensaios de flexão

Tipo de provetes	Resistência à flexão		Resistência característica à flexão	
	$f_{x1,média}$ (N/mm ²)	$f_{x2,média}$ (N/mm ²)	f_{xk1} (N/mm ²)	f_{xk2} (N/mm ²)
Simple	0.145	0.501	0.10	0.33
Reboco Simple	0.494	0.740	0.33	0.49
Reboco armado	0.662	1.848	0.44	1.23
Junta horizontal	0.540	1.460	0.36	0.97

Da análise efectuada aos valores apresentados na Tabela 35 conclui-se:

- Os provetes simples são os que apresentam valores mais baixos de resistência à flexão em ambas as direcções;
- Os provetes de reboco simples apresentam valores de resistência superiores aos valores obtidos para os provetes simples, facto esse que se deve à resistência da argamassa de reboco.
- Os provetes de reboco armado são os que apresentam valores superiores quando analisadas as duas direcções de flexão. Além dos óptimos resultados apresentados analiticamente, também são obtidos óptimos resultados *in situ*, visto a malha colocada impedir que o provete se desagregue. Esta característica é de salientar principalmente no que visa ao estudo de soluções que procuram um boa comportamento sísmico.
- Os provetes de junta horizontal armada, no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento apresentam resultados similares aos obtidos para os provetes de reboco simples, visto a junta de reforço colocada não interferir directamente nesta direcção de carregamento. No que respeita à flexão perpendicular às juntas de assentamento, os provetes com junta horizontal armada obtiveram resultados bastante bons, sendo apenas superados pelos resultados obtidos pelos provetes de reboco armado.

5.4 PROVETES TIPO “MURETE” DE ALVENARIA DE TIJOLO - RESISTÊNCIA AO CORTE

Para a determinação da resistência ao corte, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 1052-3 [40]. Foram considerados os quatros tipos de provetes tipo “murete” de alvenaria em estudo e designados por: “PS”, “PRS”, “PRA” e “PJHA”.

5.4.1 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

Para a realização deste ensaio foi necessário, para além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, o seguinte equipamento e material específico:

- Uma máquina de ensaio para a aplicação das cargas, nas condições do especificado para este tipo de equipamento na presente norma;
- Equipamento para medição de deformações;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos.

Foram ensaiados 3 provetes de cada um dos tipos considerados, resultando na totalidade 12 provetes. As dimensões foram definidas, em função da direcção de corte considerada e de acordo com o especificado na norma. Os provetes foram construídos sobre uma superfície horizontal plana. Após a construção, cada provete, foi pré-comprimido utilizando para tal uma carga uniformemente distribuída

de modo a obter uma tensão vertical compreendida entre $2,5 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ e $5,0 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$. Em seguida foram submetidos a um período de cura mantendo-os em repouso até ao ensaio, tendo entretanto sido tomadas as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do laboratório.

Foi assegurado que as superfícies de cada provete seriam planas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo principal do provete. Foi efectuada uma regularização da superfície, nos pontos de aplicação das cargas, recorrendo para tal a uma argamassa, com resistência à compressão igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias. Para tal, foram colocados na máquina de ensaio, na direcção vertical com a carga aplicada em quatro pontos. As extremidades dos blocos foram colocadas na máquina de ensaio de acordo com a norma. Para isso utilizou-se placas de aço com espessura mínima de 12 mm. O diâmetro dos roletes utilizados foi de 12 mm de comprimento nunca inferior à espessura dos provetes

A carga foi aplicada de forma contínua, a uma velocidade compreendida entre $0,1 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ e $0,4 \text{ N/mm}^2/\text{min}$, sendo as deformações medidas com a aplicação da carga. Foram registadas as seguintes medições:

- Dimensões da secção transversal do provete;
- Carga máxima $F_{i,\max}$, com arredondamento a 10 N;
- Deformação no centro geométrico do provete.

5.4.2 RESULTADOS

Para cada um dos quatro tipos de provetes considerados foi calculada a resistência ao corte de cada provete, f_{voi} . O arredondamento considerado foi de $0,01 \text{ N/mm}^2$, tendo sido usada a seguinte expressão:

$$f_{\text{voi}} = \frac{F_{i,\max}}{2 A_i}$$

Onde:

- $F_{i,\max}$ Carga máxima aplicada ao provete;
- A_i Área da secção transversal paralela às juntas de assentamento.

A resistência média ao corte, $f_{\text{vo,médio}}$, foi calculada com arredondamento a $0,01 \text{ N/mm}^2$.

A resistência característica ao corte, f_{vok} , foi considerada, com arredondamento a $0,1 \text{ N/mm}^2$, e foi considerada a expressão:

$$f_{\text{vok}} = 0,8 f_{\text{vo, médio}}$$

5.4.2.1 Determinação da resistência ao corte

Os resultados analíticos obtidos para o ensaio de resistência ao corte encontram-se apresentados na Tabela 36. Os resultados gráficos para a determinação da resistência ao corte encontram-se entre a

Figura 118 e a Figura 121 respectivamente para os provetes simples, com reboco simples, com reboco armado e com junta horizontal armada.

Tabela 36 - Resistência ao corte dos diferentes tipos de provetes

Tipo	Provete	h_u	l_u	t_u	A_i	$F_{i,max}$ (N)	$f_{vo,i}$ (N/mm ²)
Provete simples	PS1	607	298	148	44104	7070	0.08
	PS2	604	297	147	43659	8440	0.10
	PS3	606	295	149	43955	8740	0.10
	Média					8083	0.09
Provete de reboco simples	PRS1	603	293	173	50689	31300	0.31
	PRS2	602	297	174	51678	40760	0.39
	PRS3	606	295	174	51330	32180	0.31
	Média					34747	0.34
Provete de reboco armado	PRA1	605	296	174	51504	52430	0.51
	PRA2	605	298	175	52150	36860	0.35
	PRA3	604	298	174	51852	64690	0.62
	Média					51327	0.50
Provete com junta horizontal armada	PJHA1	603	294	172	50568	39240	0.39
	PJHA2	605	296	174	51504	13080	0.13
	PJHA3	600	300	177	53100	26570	0.25
	Média					26297	0.26

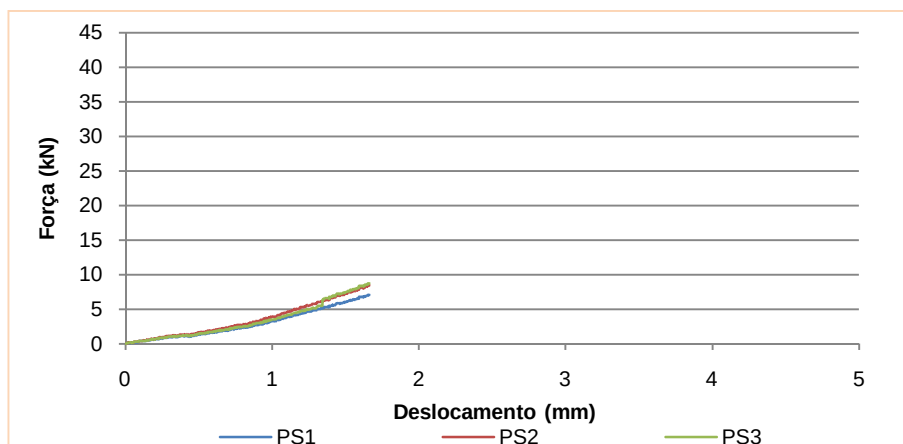


Figura 118 - Resistência ao corte dos provetes simples

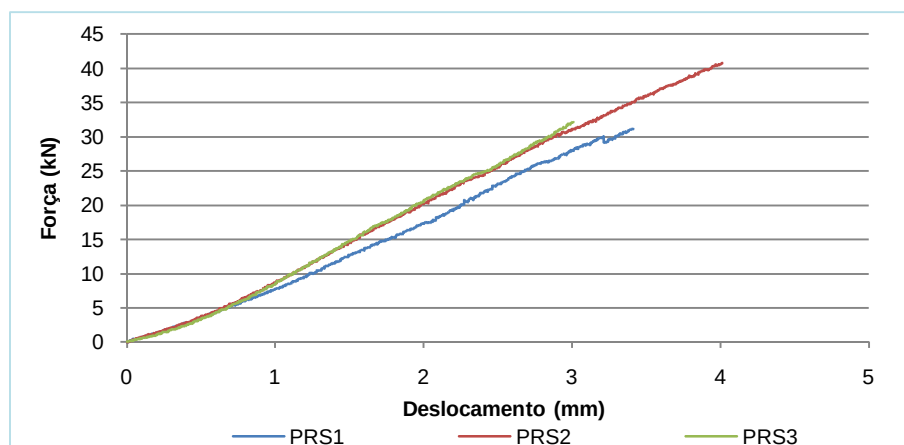


Figura 119 - Resistência ao corte dos provetes com reboco simples

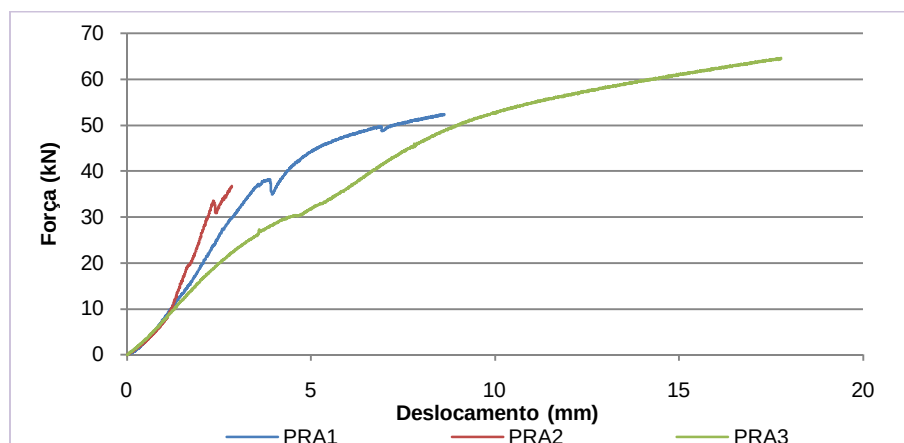


Figura 120 - Resistência ao corte dos provetes com reboco armado

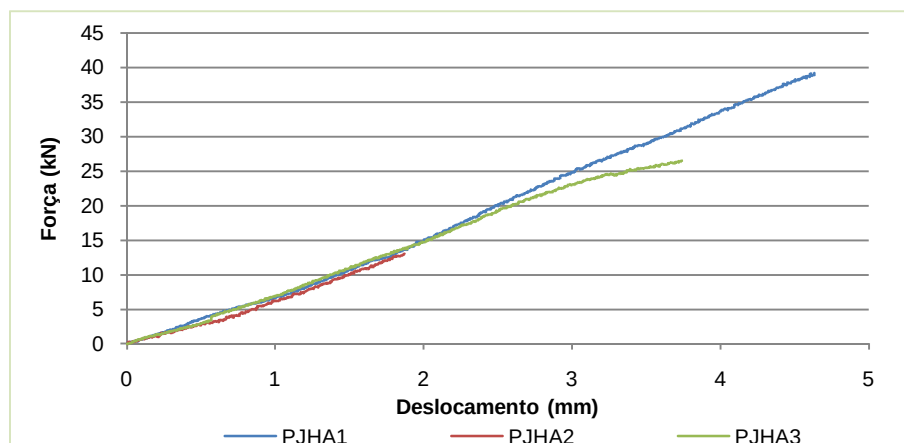


Figura 121 - Resistência ao corte dos provetes com junta horizontal armada

5.4.2.2 Envoltórios do ensaio ao corte

Nesta secção, são apresentados os gráficos relativos à envolvente obtida para os ensaios de resistência ao corte efectuados, entre Figura 122 e a Figura 125 para provetes simples, com reboco simples, com reboco armado e com junta horizontal armada, respectivamente.

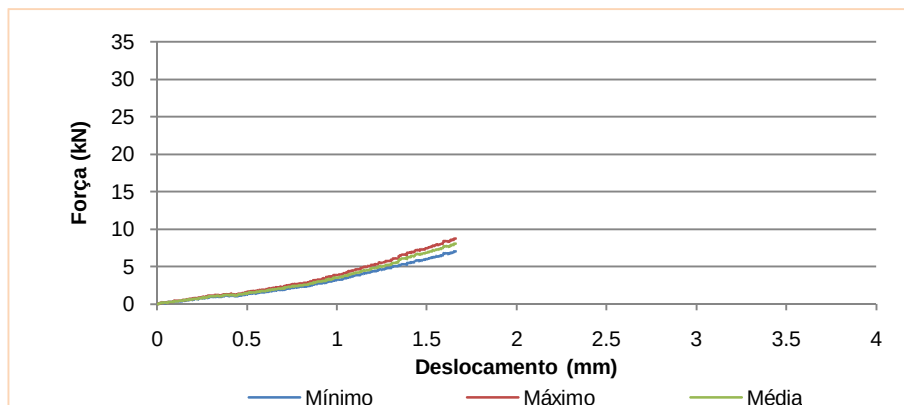


Figura 122 - Envoltório dos provetes simples no ensaio de corte

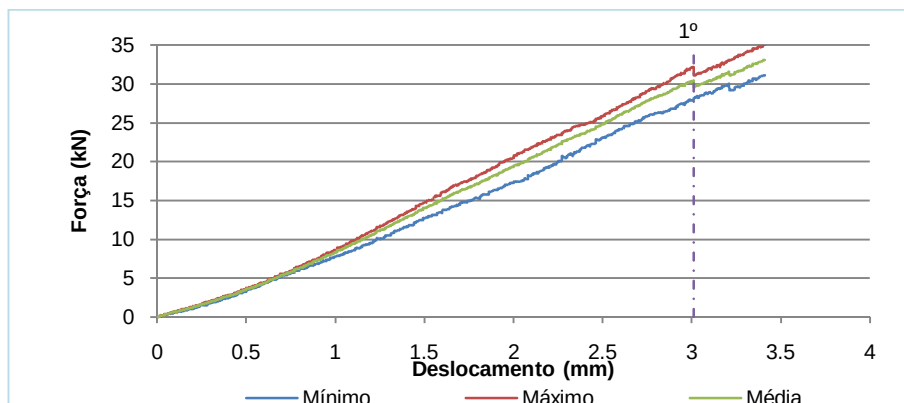


Figura 123 - Envoltório dos provetes com reboco simples no ensaio de corte

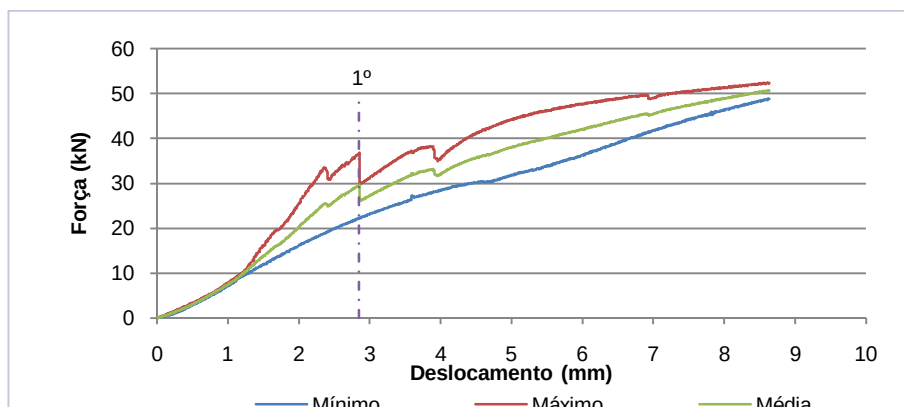


Figura 124 - Envoltório dos provetes com reboco armado no ensaio de corte

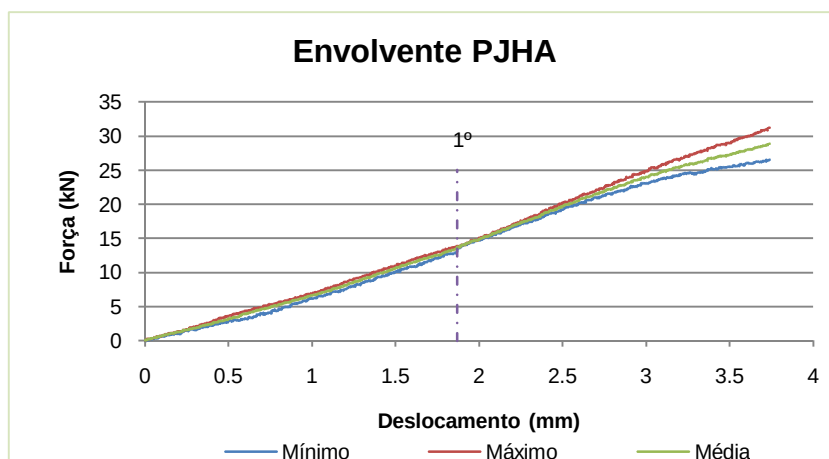


Figura 125 - Envolvente dos provetes com junta horizontal armada no ensaio de corte

5.4.2.3 Análise estatística

Tabela 37 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes

Proвете	Resistência ao corte		
	Média (N/mm ²)	D. Padrão	C. Variação
Proвете Simples	0.09	0.01	11.3%
Reboco Simples	0.34	0.05	14.2%
Reboco Armado	0.50	0.14	27.4%
Junta horizontal	0.26	0.13	51.2%

Da análise efectuada à Tabela 37 verifica-se que para todas as soluções ensaiadas obteve-se uma boa amostra de resultados, com a excepção dos provetes de junta horizontal armada.

5.4.2.4 Análise de resultados provetes simples

Da realização dos ensaios de resistência ao corte em provetes simples, obteve-se uma resistência característica ao corte de:

$$f_{vok}=0.07 \text{ N/mm}^2$$

Os resultados obtidos para este tipo de provetes em estudo, constitui uma boa amostra, facto esse demonstrado através do coeficiente de variação de 11.3%.

Como é visível na Figura 126, o modo de rotura foi rotura por corte na superfície de ligação entre o bloco de alvenaria e a argamassa. Este tipo de rotura, foi o característico de todos os ensaios de provetes simples.



Figura 126 - Modo de rotura PS

5.4.2.5 Análise de resultados provetes com reboco simples

Da realização dos ensaios de resistência ao corte em provetes de reboco simples, obteve-se uma resistência característica ao corte de:

$$f_{vok}=0.27 \text{ N/mm}^2$$

Para este tipo de provetes também se está na presença de uma boa amostragem visto se obter um coeficiente de variação de 14.2%.

Da análise da Figura 127 e Figura 128 é possível observar os dois tipos de rotura que se obtiveram na realização dos ensaios de corte em provetes de reboco simples. A Figura 127 representa uma rotura por corte no bloco de alvenaria. A Figura 128 representa a rotura por corte na superfície de ligação entre o bloco de alvenaria e a argamassa.



Figura 127 - Modo de rotura PRS



Figura 128 - Modo de rotura PRS

5.4.2.6 Análise de resultados dos provetes com reboco armado

Da realização dos ensaios de resistência ao corte em provetes de reboco armado, obteve-se uma resistência característica ao corte de:

$$f_{vok}=0.40 \text{ N/mm}^2$$

No âmbito dos ensaios efectuados a este tipo de provetes, obteve-se um coeficiente de variação razoável, 27.4%.

Na Figura 129 e Figura 130 encontra-se representado o modo de rotura dos provetes de reboco armado, quando submetidos a ensaios de corte. É de salientar sobretudo, que apesar de se estar na presença de uma rotura na superfície de ligação entre o bloco de alvenaria e a argamassa, devido à existência da armadura no reboco, a amostra de alvenaria mantém-se solidária. Esta propriedade verificada nos ensaios de corte é de grande importância no âmbito do comportamento sísmico de painéis de alvenaria com esta solução de reforço empregue.



Figura 129 - Modo de rotura PRA



Figura 130 - Modo de rotura PRA

5.4.2.7 Análise de resultados dos provetes com junta horizontal armada

Da realização dos ensaios de resistência ao corte em provetes com junta horizontal armada, obteve-se uma resistência característica ao corte de:

$$f_{vok}=0.21 \text{ N/mm}^2$$

Nos ensaios de corte levados a cabo para esta solução de reforço não se obtiveram resultados satisfatórios. Este facto deve-se principalmente ao provete PJHA2, onde se verificou uma resistência ao corte extremamente baixa. Claro que ao eliminar este provete da amostragem, fica-se apenas com dois provetes para analisar, sendo este número extremamente baixo para uma análise. Mesmo assim, só tendo em conta a existência de dois provetes, obteve-se um valor de f_{vok} igual a 0.26 N/mm^2 . Este valor aproxima-se do valor de resistência característica ao corte, obtido para os provetes de reboco simples.

O modo de rotura característico dos provetes de junta horizontal armada quando sujeitos a ensaios de corte consiste na rotura da superfície de ligação entre o bloco de alvenaria e a argamassa, como é visível através da observação da Figura 131 e Figura 132.



Figura 131 - Modo de rotura PJHA



Figura 132 - Modo de rotura PJHA

5.4.3 ANÁLISE FINAL DE RESULTADOS

Nesta secção é apresentado na Tabela 38, para os provetes simples, com reboco, com reboco armado e com junta horizontal armada, o resumo dos valores dos seguintes parâmetros estudados:

- Resistência ao corte;
- Resistência característica ao corte.

Tabela 38 - Resumo das características determinadas nos ensaios ao corte

Tipo de provetes	Resistência ao corte	Resistência característica ao corte
	$f_{vo, \text{médio}}$ N/mm ²	f_{vok} N/mm ²
Simples	0.09	0.07
Reboco simples	0.34	0.27
Reboco armado	0.50	0.40
Junta horizontal	0.26	0.21

Da análise os resultados obtidos, conclui-se:

- O tipo de provetes que apresentam menor resistência ao corte são os provetes simples;
- Os provetes de reboco armado foram os que obtiveram uma resistência ao corte mais elevada, demonstrando também um bom comportamento experimental. Este bom comportamento experimental deve-se mais uma vez ao facto de após rotura o provete se manter como uma peça única;
- Quer os provetes de reboco simples, quer os provetes com junta horizontal armada, obtiveram resultados bastante similares, visto que mediante as condições de ensaio, à partida não havia nenhuma vantagem na utilização da armadura de reforço na junta de assentamento.

5.5 ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL

Nos números seguintes será efectuada a determinação das características mecânicas das paredes de tijolo simples objecto deste estudo mediante uma análise teórica, apoiada no EC6 [30], a partir do conhecimento das características mecânicas dos componentes da parede obtidas experimentalmente.

5.5.1 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO

A resistência característica à compressão da alvenaria simples, no caso de esta ser realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, pode ser calculada, a partir do conhecimento da resistência normalizada à compressão do tijolo, f_b , e da resistência à compressão da argamassa, f_m , através da expressão:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3}$$

De acordo com a classificação das unidades de alvenaria indicadas no EC6 [30], os tijolos objecto deste estudo foram considerados como pertencentes ao grupo 4, adoptando-se deste modo, o valor de K igual a 0.35.

A resistência à compressão da argamassa, f_m , é obtida a partir da classe da argamassa, sendo esta por sua vez, atribuída a partir dos valores médios da resistência à compressão.

O valor teórico obtido pelo EC6 [30] para a resistência característica à compressão foi então de:

$$f_k = 1.42 \text{ N/mm}^2$$

O valor obtido pelo EC6 [30], é superior ao obtido nos ensaios de compressão. Este facto em parte deve-se ao alto valor de f_b usado, 5.1 N/mm².

Caso para determinar a resistência característica à compressão se usasse os valores de referência do fabricante, onde a resistência à compressão do tijolo é superior que 1.5 N/mm² e a resistência à compressão da argamassa é de 5 N/mm², o valor para a resistência característica à compressão seria de:

$$f_k = 0.71 \text{ N/mm}^2$$

Assim sendo, este valor já seria inferior ao obtido nos ensaios experimentais, estando do lado da segurança.

5.5.2 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA AO CORTE

A resistência característica ao corte, no caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, pode ser calculada através da expressão:

$$\text{Mínimo} \begin{cases} f_{vko} + 0.4 \sigma_d \\ 0.065 f_b \end{cases}$$

Na expressão f_{vk0} é a resistência ao corte sob compressão nula, σ_d é o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte e f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades para alvenaria na direcção perpendicular às juntas de assentamento.

O EC6 [30] apresenta os valores da resistência ao corte sob compressão nula f_{vk0} , sendo estes valores função da classe da argamassa.

O valor obtido para a resistência característica ao corte pelo EC6 [30] é de:

$$f_{vok} = 0.20 \text{ N/mm}^2$$

O valor teórico obtido também fica acima do valor obtido experimentalmente.

Caso se utilizasse o valor de referência do fabricante para a resistência à compressão normalizada do tijolo, o resultado obtido para a resistência característica ao corte seria de:

$$f_{vk} = 0.10 \text{ N/mm}^2$$

Que ainda assim é superior ao valor obtido nos ensaios experimentais.

5.5.3 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À FLEXÃO

O EC6 [30], apresenta valores de referência para a resistência característica à flexão quer na direcção paralela às juntas de assentamento, quer na direcção perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk1} e f_{xk2} respectivamente.

$$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xk2} = 0.40 \text{ N/mm}^2$$

O valor de f_{xk1} idêntico ao valor obtido experimentalmente, contudo o valor de f_{xk2} é superior ao obtido experimentalmente.

5.5.4 RESUMO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL

Na Tabela 39 estão apresentados os resultados comparativos entre a análise experimental efectuada, bem como a análise teórica para a resistência à compressão.

Tabela 39 - Resumo da resistência característica à compressão

Provete	Resistência característica à compressão (N/mm ²)		
	Experimental	EC6 experimental	EC6 fabricante
Simples	1	1.42	0.71

Na Tabela 40 estão apresentados os resultados comparativos entre a análise experimental efectuada, bem como a análise teórica para a resistência ao corte.

Tabela 40 - Resumo da resistência característica ao corte

Provete	Resistência característica ao corte (N/mm ²)		
	Experimental	EC6 experimental	EC6 fabricante
Simples	0.07	0.2	0.1

Na Tabela 41 estão apresentados os resultados comparativos entre a análise experimental efectuada, bem como a análise teórica para a resistência à flexão.

Tabela 41 - Resumo da resistência característica à flexão

Provete	Resistência característica à flexão (N/mm ²)			
	F _{xk1} experimental	F _{xk2} experimental	F _{xk1} EC6	F _{xk2} EC6
Simples	0.10	0.33	0.10	0.40

5.6 CONCLUSÕES

Dos ensaios de compressão efectuados aos provetes verificou-se que:

- Os provetes de alvenaria simples são os que apresentam uma resistência à compressão mais baixa;
- Os provetes onde foram verificados resultados mais elevados foram os provetes de reboco armado. Neste tipo de provetes, experimentalmente verificou-se um bom comportamento após rotura, verificando-se que o provete se mantinha aglutinado mesmo estando bastante danificado.

Dos ensaios de flexão conclui-se que:

- Os provetes simples são os que apresentam valores mais baixos de resistência à flexão em ambas as direcções;
- Os provetes de reboco simples apresentam valores de resistência superiores aos valores obtidos para os provetes simples, facto esse que se deve à resistência da argamassa de reboco.
- Os provetes de reboco armado são os que apresentam valores superiores quando analisadas as duas direcções de flexão. Além de óptimos resultados apresentados numericamente, também apresentam óptimos resultados *in situ*, visto a malha colocada impedir que o provete se desagregue. Esta característica é de salientar principalmente no que visa ao estudo de soluções que procuram um bom comportamento sísmico.
- Os provetes de junta horizontal armada, no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento apresentam resultados similares aos obtidos para os provetes de reboco simples, visto a junta de reforço colocada não interferir directamente nesta direcção de carregamento. No que respeita à flexão perpendicular às juntas de assentamento, os provetes com junta horizontal armada obtiveram resultados bastante bons, sendo apenas superados pelos resultados obtidos pelos provetes de reboco armado.

Dos ensaios de corte efectuados constatou-se que:

- O tipo de provetes que apresentam menor resistência ao corte são os provetes simples;
- Os provetes de reboco armado foram os que obtiveram uma resistência ao corte mais elevada, demonstrando também um bom comportamento experimental. Este bom comportamento experimental deve-se mais uma vez ao facto de após rotura o provete se manter como uma peça única.
- Quer os provetes de reboco simples, quer os provetes com junta horizontal armada, obtiveram resultados bastante similares, visto que mediante as condições de ensaio, à partida não havia nenhuma vantagem na utilização da armadura de reforço na junta de assentamento.

Dos quatro tipos de provetes estudados verificou-se que os provetes de alvenaria simples são os que apresentam as resistências mais baixas, provetes estes que são representativos das alvenarias de Portugal.

Das soluções estudadas, é de destacar o óptimo comportamento dos provetes com reboco armado. Esta solução alternativa à alvenaria simples, apresentou as resistências mais elevadas em todos os ensaios realizados. A nível de resultados de dano, em todos os ensaios os provetes de reboco armado, mantinham uma integridade estrutural, impedindo que a estrutura colapsasse. Este tipo de solução apresenta então grande utilidade quando se pretende obter painéis de alvenaria capazes de suportar acções que advêm de ocorrência “sísmica”.

6

ENSAIO NO PLANO E FORA DO PLANO DE PAREDE DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

6.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo será apresentada a caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano da parede de alvenaria de enchimento, assim como o percurso que levou à definição das suas solicitações, geometria e materiais. As soluções construtivas foram abordadas no capítulo 3.

As soluções aqui apresentadas inserem-se num estudo mais vasto, a avaliação do desempenho das envolventes face à acção dos sismos, que se encontra em curso na Escola de Engenharia da Universidade do Minho, que é terá como objectivo final a construção de modelos que serão futuramente construídos e ensaiados na mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

No referido estudo, definiu-se que seriam precisos três edifícios com as características seguidamente descritas:

- O Edifício 1, representando a solução do passado (correntemente existente), com a estrutura em betão armado dimensionada com os regulamentos estruturais do passado e a envolvente constituída por dois panos de alvenaria de tijolo;
- O Edifício 2, representando uma solução futura, com a estrutura em betão armado dimensionada de acordo com os Eurocódigos e a envolvente constituída por um pano simples de alvenaria de tijolo, sendo as juntas de assentamento armadas;
- O Edifício 3, representando uma solução futura, com a estrutura em betão armado dimensionada de acordo com os Eurocódigos e a envolvente constituída por um pano simples de alvenaria de tijolo, sendo os panos rebocados e armados com malha de aço.

Os elementos em estudo, objecto deste capítulo, constituídos por um painel de alvenaria de preenchimento e respectivo pórtico envolvente, têm as mesmas características geométricas, materiais e pormenores construtivos dos modelos supra-referidos. Solicitados a cargas horizontais, destinam-se a entender o comportamento das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, recorrendo a uma análise cíclica quasi-estática.

6.2 ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

No sentido de enquadrar e justificar o que irá ser exposto neste capítulo, serão transcritos do trabalho de Pereira P. [27] os aspectos mais relevantes, que servirão de sustentação para algumas opções e soluções do trabalho que seguidamente irá ser apresentado.

6.2.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DOS EDIFÍCIOS

Como um dos objectivos do presente trabalho é verificar o comportamento da alvenaria de enchimento utilizada na generalidade dos edifícios construídos em Portugal desde a década de 80, assim como as possíveis soluções a utilizar num futuro próximo, vários edifícios e várias soluções foram utilizadas nos ensaios, as quais já tiveram a sua justificação no capítulo 3.

A geometria considerada para cada um dos edifícios foi a mesma, estando representada na Figura 133, onde se indicam as dimensões em planta e as características dos diversos alçados.

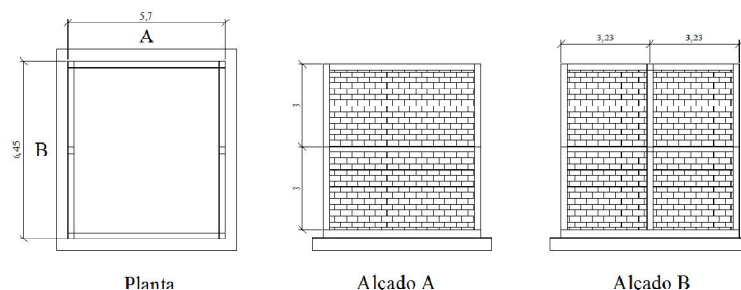


Figura 133 - Geometria considerada para o protótipo dos edifícios a ensaiar em metros

Devido às limitações físicas da mesa de ensaio, não é possível efectuar o ensaio com o edifício à escala real, logo optou-se pela redução do edifício acima representado, protótipo, para um modelo experimental segundo a escala 1:1.5. A lei de Cauchy, cuja relação de valores está disposta na Tabela 42, foi a lei de semelhança usada para se efectuarem estas reduções, sendo os valores dos vários parâmetros físicos, no protótipo e no modelo, relacionados pelo valor de λ que neste caso é 1.5.

Tabela 42 - Conversão dos parâmetros físicos segundo Lei de Similaridade de Cauchy

Parâmetro	Factor de escala	Parâmetro	Factor de escala
Comprimento (L)	$\frac{L_p}{L_m} = \lambda$	Massa (m)	$\frac{m_p}{m_m} = \lambda^3$
Módulo elasticidade (E)	$\frac{E_p}{E_m} = 1$	Peso (w)	$\frac{w_p}{w_m} = \lambda^3$
Massa específica (ρ)	$\frac{\rho_p}{\rho_m} = 1$	Força (F)	$\frac{F_p}{F_m} = \lambda^2$
Área (A)	$\frac{A_p}{A_m} = \lambda^2$	Momento (M)	$\frac{M_p}{M_m} = \lambda^3$
Volume (V)	$\frac{V_p}{V_m} = \lambda^3$	Tensão (τ)	$\frac{\tau_p}{\tau_m} = 1$
Deslocamento (d)	$\frac{dp}{dm} = \lambda$	Extensão (ϵ)	$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_m} = 1$
Velocidade (v)	$\frac{v_p}{v_m} = 1$	Tempo (t)	$\frac{t_p}{t_m} = \lambda$
Aceleração (a)	$\frac{a_p}{a_m} = \lambda^{-1}$	Frequência (f)	$\frac{f_p}{f_m} = \lambda^{-1}$

A aplicação da referida lei para as dimensões do protótipo, conduz à geometria do modelo apresentada na Figura 134.

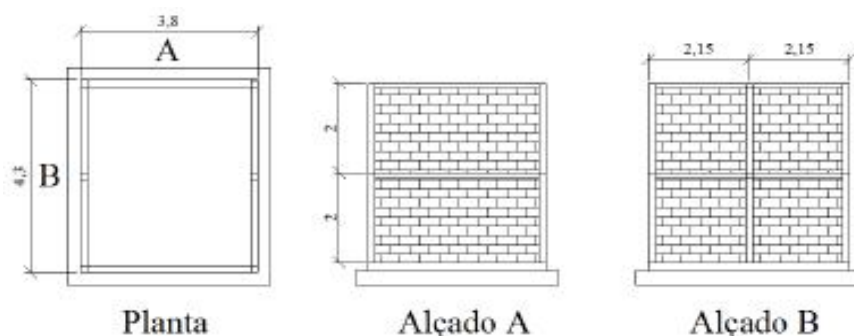


Figura 134 - Geometria do modelo após aplicação da lei de similaridade à geometria do protótipo em metros

6.2.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS MODELOS

O primeiro edifício foi dimensionado utilizando os regulamentos que ainda se encontram em vigor, o REBAP e o RSA, pois ambos começaram a ser utilizados em 1983, enquanto o segundo e terceiros edifícios, pensando nas soluções para o futuro, foram dimensionados com os regulamentos que proximamente estarão em vigor, os Eurocódigos (EC). As solicitações consideradas foram as dispostas na parte 1-1 do EC1 [41], a definição da acção sísmica foi baseada na parte 1 do EC8 [42] e por fim o dimensionamento da estrutura em betão armado seguiu as regras da parte 1-1 do EC2 [43] e do EC8 [42].

Todas as acções definidas para o modelo foram alteradas, assim como a geometria. Contudo nem todas as acções puderam ser reduzidas para a escala considerada pois, no caso das paredes de alvenaria de enchimento, o valor da solicitação após redução era incompatível com as possibilidades de blocos existentes no mercado. Neste caso, seleccionou-se o bloco, ou blocos, cujo peso mais se aproximasse do valor escalado da acção real.

Os valores das acções consideradas para o protótipo do edifício 1, assim como os respectivos valores do modelo desse mesmo edifício, estão resumidos na Tabela 43 e Tabela 44, respectivamente.

Tabela 43 - Cargas consideradas para o protótipo do edifício 1

PROTÓTIPO - EDIFÍCIO 1		Carga distribuída	Carga linear
Designação	Descrição	kN/m ²	kN/m
Peso Próprios			
Paredes divisórias	Gesso (1.5 cm) + Tijolo (11 cm) + Reboco (1.5 cm)	1.668	
Revestimento piso 1		1.6	
Revestimentos esteira		1.6	
Parede exterior	Reboco (1.5 cm) + Tijolo (9 cm) + CA + Tijolo (7 cm) + Gesso (1.0 cm)		8.415
Sobrecargas			
Piso 1	Habitação	2.00	
Esteira	Terraço acessível	1.00	

Tabela 44 - Valores das cargas reduzidas para o modelo do edifício 1

MODELO - EDIFÍCIO 1		Carga distribuída	Carga linear
Designação	Descrição	kN/m ²	kN/m
Peso Próprios			
Paredes divisórias	Gesso (1.5 cm) + Tijolo (11 cm) + Reboco (1.5 cm)	1.11	
Revestimento piso 1		1.07	
Revestimentos esteira		1.07	
Parede exterior	Reboco (1.5 cm) + Tijolo (9 cm) + CA + Tijolo (7 cm) + Gesso (1.0 cm)		3.74
Sobrecargas			
Piso 1	Habitação	1.33	
Esteira	Terraço acessível	0.67	

Os valores para o protótipo e modelo dos edifícios dois e três são iguais, com a excepção do valor da carga correspondente à parede exterior, apresentada na Tabela 45 e na Tabela 46 respectivamente.

Tabela 45 - Valor da carga para parede exterior do protótipo dos edifícios 2 e 3

PROTÓTIPO - EDIFÍCIOS 2 E 3		Carga linear
Designação	Descrição	kN/m
Parede exterior	ETICS + Tijolo (20 cm) + Reboco (1.5 cm)	6.75

Tabela 46 - Valor da carga para parede exterior do modelo dos edifícios 2 e 3

MODELO - EDIFÍCIOS 2 E 3		Carga linear
Designação	Descrição	kN/m
Parede exterior	ETICS + Tijolo (20 cm) + Reboco (1.5 cm)	3.00

Para calcular a acção sísmica recorreu-se ao RSA [44] e ao EC8 [42], respectivamente, para os Edifícios 1 e Edifícios 2 e 3. Foi considerado, pelo seu potencial de vulnerabilidade de risco sísmico, que ambos os edifícios encontravam-se localizados em Lisboa. O zonamento definido no RSA [44] coloca o edifício na zona A. Segundo então a NP EN 1998-1 de 30 de Maio de 2008, Anexo Nacional do EC8 [42], o país tem dois zonamentos distintos: um para a acção sísmica tipo 1, sismo afastado; e outro para a acção sísmica tipo 2, sismo próximo. Assim sendo, de acordo com o referido código, os edifícios em estudo foram classificados na zona 1.3 e 2.3 respectivamente.

A natureza do solo na zona de Lisboa conduz a uma classificação do tipo I segundo o RSA [44] e tipo A segundo o EC8 [42].

Usando as relações entre protótipo e modelo referidas na Tabela 42 para os parâmetros tempo e aceleração, os espectros representados na Figura 135 e utilizados no dimensionamento dos protótipos, foram escalados para poderem ser utilizados no dimensionamento dos modelos, Figura 136.

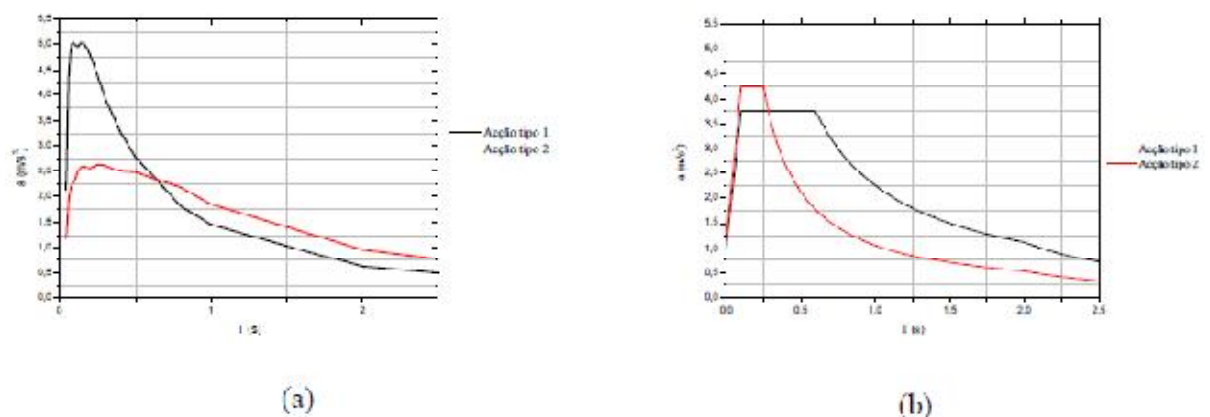


Figura 135 - Espectros de resposta para zona e terreno considerado segundo: (a) RSA; (b) Eurocódigo 8

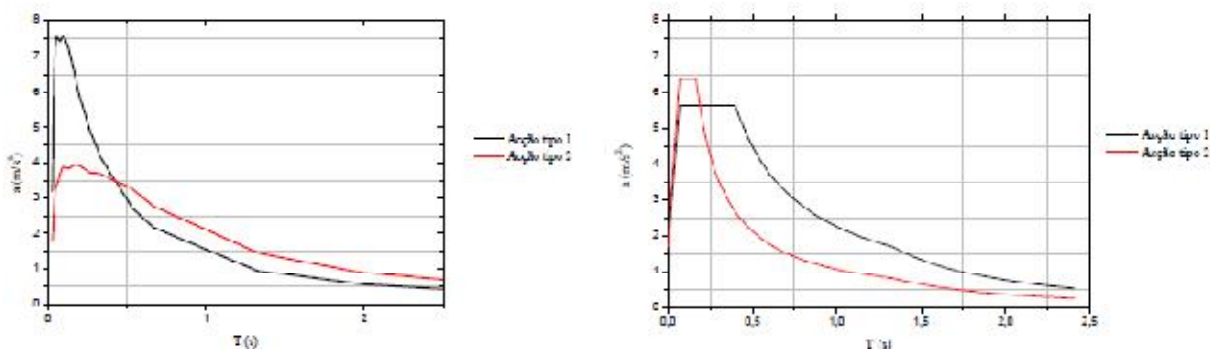


Figura 136 - Espectros de resposta para zona e terreno considerado em escala segundo: (a) RSA; (b) Eurocódigo 8

O EC8 [42], no artigo 3.2.2.5 da parte 1, explica que a capacidade das estruturas de resistir a acções sísmicas na fase não linear dos materiais permite o dimensionamento a partir de forças sísmicas menores que as obtidas na fase elástica linear. Para evitar uma análise não linear, dada a sua elevada complexidade, a capacidade dos elementos ou outros mecanismos para dissipar energia através de um comportamento dúctil pode ser tida em conta efectuando uma análise linear elástica baseada num espectro de resposta reduzido, sendo denominado espectro de resposta de projecto. Esta redução é realizada recorrendo ao coeficiente de comportamento q , explicado no artigo 5.2.2.2 da mesma parte do EC8 [42]. Por se tratar de uma estrutura porticada com ductilidade média, de um piso e os pórticos com mais de um tramo, o valor coeficiente de comportamento é de 3.9. O RSA [44] tem também em conta este efeito de uma forma similar, sendo os valores para estruturas de betão armado, função do tipo de estrutura, fornecidos pelo REBAP [45], que no presente caso tem o valor de 2.5.

No dimensionamento dos edifícios segundo o EC8 [42], o valor do módulo de elasticidade do betão foi reduzido para metade. Tal opção, resultou do exposto no ponto 7 do artigo 4.3.1. onde se refere que quando não existam dados mais precisos, a rigidez elástica à flexão e ao corte de elementos em betão e alvenaria, deverão assumir um valor correspondente a metade da rigidez desses mesmos elementos não fendilhados.

Com a geometria e acções definidas, os protótipos e os modelos foram dimensionados com recurso a um programa de cálculo automático (Figura 137), com vista à determinação dos esforços finais.

Analisaram-se os resultados obtidos, comparando cada protótipo com o respectivo modelo, procurando nos resultados as relações lógicas da Lei de Semelhança de Cauchy aplicada. Com a certeza que os modelos correctamente representam os respectivos protótipos, procedeu-se ao dimensionamento das secções de betão armado: lajes; vigas e pilares.

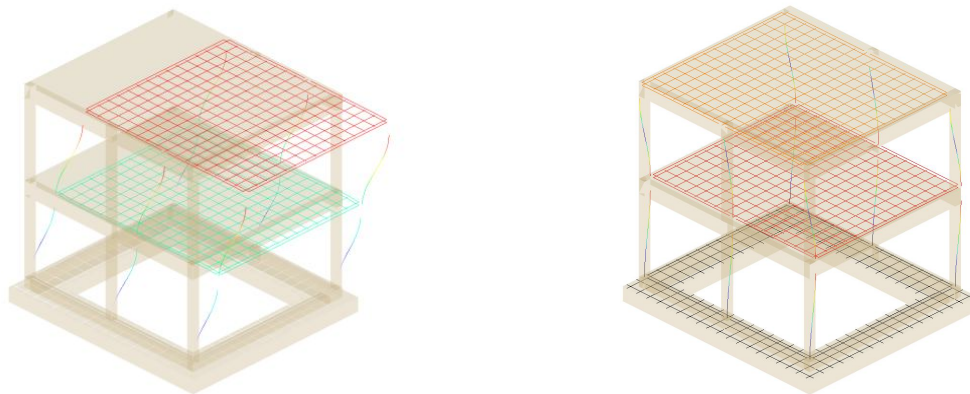


Figura 137 – Visualização de dois dos vários modos de vibração obtidos (sem alvenaria)

No que respeita ao tipo de armaduras e betão armado, apenas há a mencionar que para o edifício 1, tendo em conta a gama de estruturas que pretende representar, o aço utilizado é do tipo S400, assim como o próprio betão, que é da classe C20/25. Os edifícios 2 e 3 foram dimensionados para armaduras de aço S500 e betão C30/37. Os projectos de estabilidade completos, para os vários edifícios mencionados fazem parte do trabalho em curso [27].

6.3 AMOSTRAGEM

Para caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano da parede de alvenaria de enchimento, neste subcapítulo, são apresentados os aspectos relacionados com o número da amostra, as características geométricas e os materiais utilizados.

6.3.1 AMOSTRA

A amostra considerada foi de 8 pórticos de betão armado preenchidos por alvenaria. A sua construção decorreu no estaleiro de um empreendimento de construção civil, sito em S. Tirso, no concelho do Porto.

Os tipos de amostra e as suas referências são as seguintes:

- Wall_Ref01 - Pórtico de betão armado preenchido com alvenaria;
- Wall_Dpa01 - Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria rebocada;
- Wall_Jar01 - Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria rebocada, com reforço nas juntas horizontais;
- Wall_Rar01 - Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria, com reforço em malha metálica embebida no reboco da face exterior e interior do painel.

A geometria foi condicionada, como já foi referido, pelo enquadramento deste trabalho num estudo mais vasto, em curso na Escola de Engenharia da Universidade do Minho [27]. Desse estudo resultou

a definição de um modelo de edifício do qual foi extraído um painel para ensaiar a resposta mecânica no plano e para fora do plano. O painel considerado é do primeiro andar da fachada de pano único de alvenaria do modelo considerado para os edifícios (Figura 138).

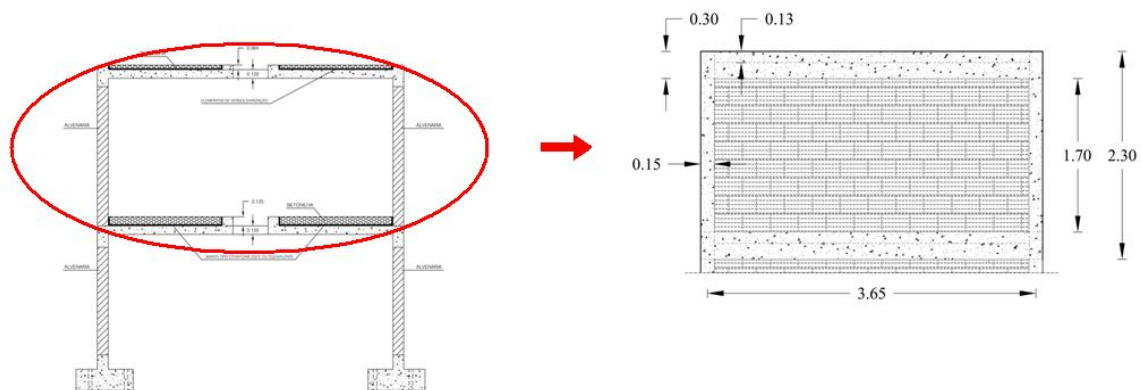


Figura 138 – Localização do painel

A geometria resultante, com as adaptações necessárias para levar a efeito os ensaios, é a representada na Figura 139.

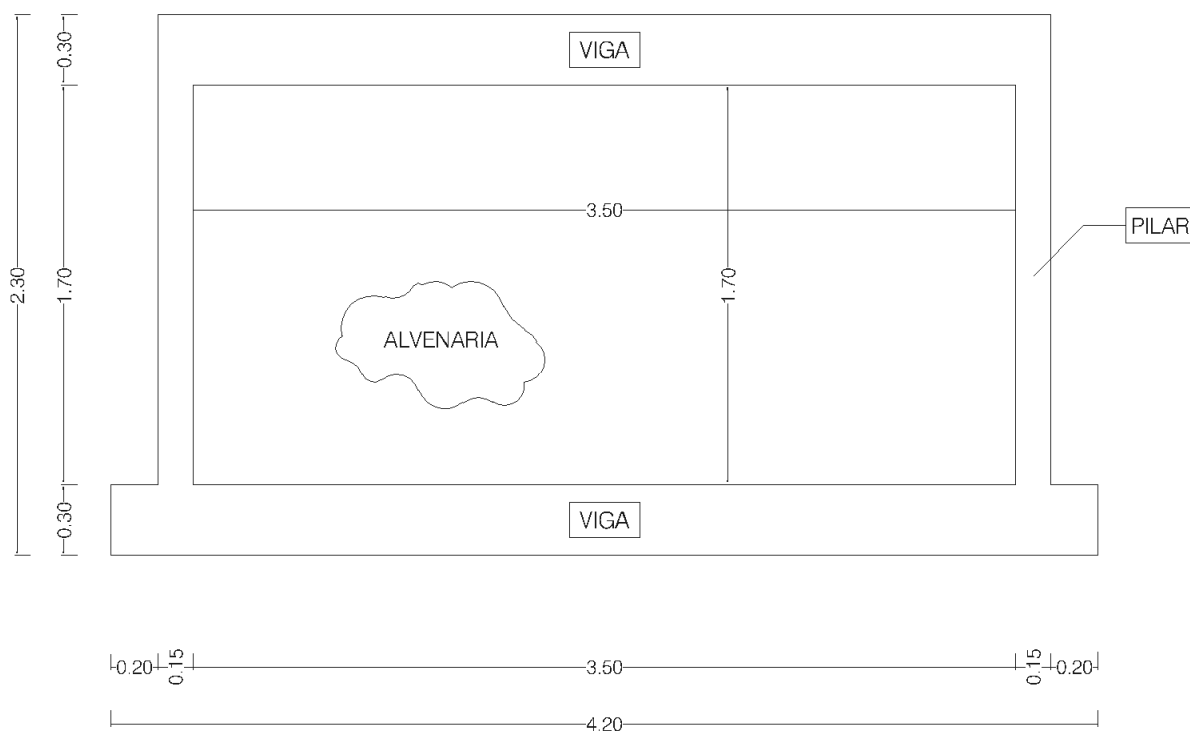


Figura 139 – Caracterização geométrica da amostra

A Tabela 47 apresenta as principais características geométricas do pórtico envolvente, nomeadamente, as secções de viga e pilares, assim como, os materiais utilizados. A Tabela 48 apresenta as principais características diferenciadoras entre as diversas soluções de painel de alvenaria.

Tabela 47 – Materiais e geometria do pórtico

Designação	Secção (cmxcm)		Materiais	
	Viga	Pilar	Classe do aço	Classe do betão
Wall_Ref01	15x30	15x15	S500	C30/37
Wall_Dpa01				
Wall_Jar01				
Wall_Rar01				

Tabela 48 – Materiais dos painéis de alvenaria

Designação	Tipo de parede	Tipo de tijolo	Tipo de reboco	Tipo de junta
Wall_Ref01	Simples	30x20x15	Sem reboco	Argamassa tipo “Ciarga - M5”
Wall_Dpa01	Dupla	30x20x11 + 30x20x7	Gesso projectado e Argamassa tipo “Ciarga - M5”	Argamassa tipo “Ciarga - M5”
Wall_Jar01	Simples	30x20x15	Argamassa tipo “Ciarga - M5”	Argamassa tipo “Ciarga - M5” com armadura de junta tipo “BEKAERT - MURFOR RND.4/100”
Wall_Rar01	Simples	30x20x15	Argamassa “Ciarga - M5” com Grid “BEKAERT - ARMANET - Ø1.05 mm 12.7x12.7 mm”	Argamassa tipo “Ciarga - M5”

No presente trabalho, atendendo ao seu âmbito e tempo disponível para a sua execução, só incide sobre uma amostra da parede “Wall_Ref01”. A parede é considerada, como a amostra de referência, sendo constituída por um pano simples de tijolo sem qualquer revestimento exterior.

6.3.2 DIMENSIONAMENTO DO PAINEL

Segundo o estudo já referido, as acções consideradas foram as descritas na Tabela 43, Tabela 44, Tabela 45 e Tabela 46. A acção sísmica foi determinada de acordo com o exposto anteriormente, nomeadamente o EC8 [42].

Os modelos foram dimensionados os modelos com recurso a um programa de cálculo automático, com vista à determinação dos esforços finais.

A regulamentação utilizada para dimensionamento das secções das vigas e dos pilares foi o EC2 [46].

O painel considerado para ensaiar a resposta mecânica no plano e para fora do plano é do primeiro andar da fachada de pano único de alvenaria do modelo considerado para os edifícios, pelo que todo o dimensionamento realizado para estes últimos será o considerado no painel, à excepção das verificações necessárias para reproduzir em laboratório as condições de ligação idênticas às existentes no modelo.

A Figura 140 apresenta a geometria, as secções e a armadura do pórtico envolvente do painel de alvenaria.

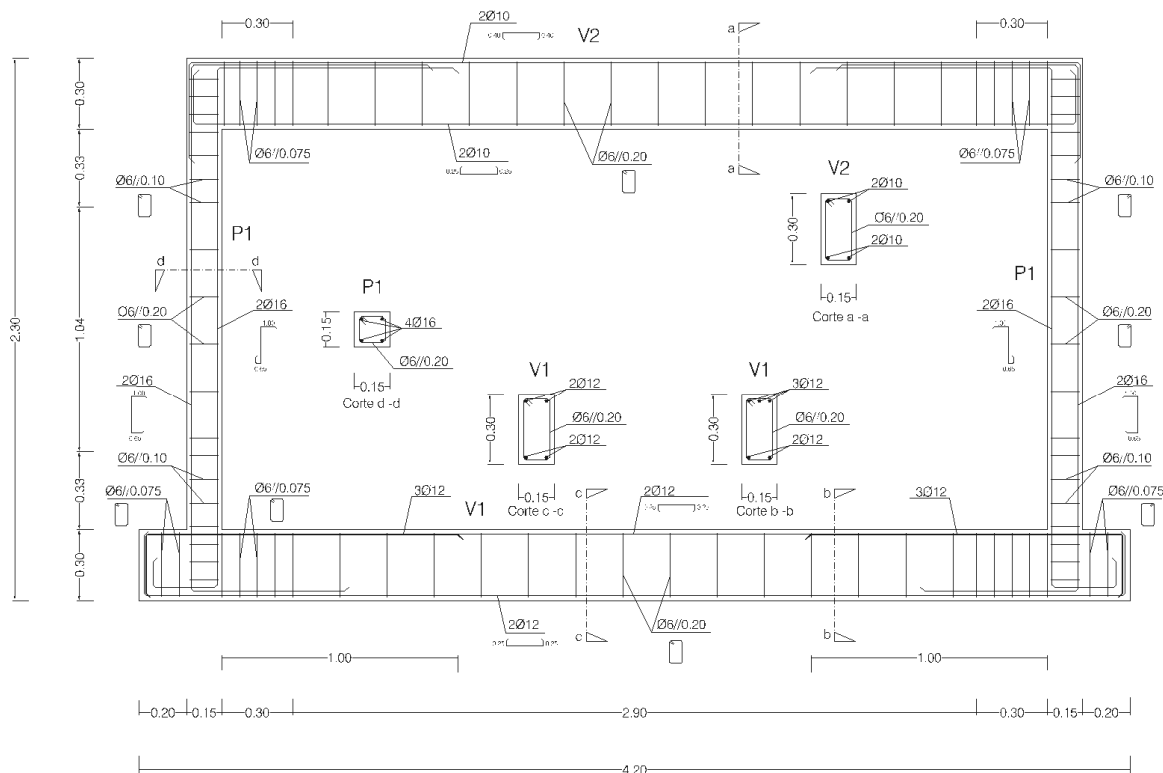


Figura 140 - Armadura utilizada no pórtico de betão armado (m)

6.3.3 PROCESSO CONSTRUTIVO

Com a campanha experimental pretende-se determinar o comportamento de pórticos preenchidos a alvenaria, sem e com reforço, construídos de acordo com o processo construtivo tradicional. Para o efeito a construção dos painéis foi feita por empreiteiro de construção civil, no estaleiro de uma empreitada de construção de edifícios de habitação, em simultâneo e pelas mesmas equipas responsáveis pela realização das alvenarias incluídas na empreitada. Ao empreiteiro foram fornecidos os pormenores de construção sem, no entanto, serem dadas indicações especiais para a construção das paredes.

O processo construtivo das paredes consistiu das seguintes etapas: 1) construção e cura dos pórticos de betão armado (ver Figura 141); 2) construção do painel de alvenaria de preenchimento (com ou sem reforço na junta horizontal) e; 3) colocação de reboco (com ou sem malha de reforço). Do processo construtivo tem particular importância, devido às consequências no comportamento, a sequência de construção do painel de enchimento. A colocação da alvenaria é feita por fiadas horizontais sucessivas, iniciadas sempre a partir de um dos pilares. À primeira unidade de alvenaria é aplicada argamassa na face de assentamento e na face vertical em contacto com o pilar, repetindo-se o processo para as unidades subsequentes. A última unidade em cada fiada horizontal é, para efeitos de compatibilidade dimensional com a moldura, normalmente cortada. Nas situações em que a geometria do painel inviabiliza o corte, o espaço entre a última unidade e o pilar é preenchido com argamassa. A geometria do painel conduziu a uma situação deste tipo.

Na última fiada horizontal antes da viga de topo as unidades são cortadas, paralelamente à face de assentamento, para conseguirem ser acomodadas à geometria da moldura de betão. O espaço entre a unidade e a viga é preenchido, de forma deficiente, com argamassa.



a)



b)



c)



d)

Figura 141 – Processo construtivo de painéis de alvenaria: a) Betonagem de moldura de betão armado; b) construção de painéis de alvenaria de enchimento; c) pormenor de ligação de painel de alvenaria à viga de betão no topo; d) painéis preenchidos com alvenaria, antes de aplicação de reboco.

6.4 ESQUEMA DE ENSAIO

O esquema de ensaio proposto para os ensaios no plano e para fora do plano, são os seguidamente descritos e tiveram em consideração todas as condições necessárias para os levar a efeito, tendo em conta os condicionamentos logísticos do local de ensaio e o enquadramento deste estudo no referido projecto mais abrangente.

O objectivo do plano de ensaios proposto é a determinação do comportamento a acções perpendiculares ao plano, de painéis em piso superior ao R/C, previamente danificados por acção no plano. O nível de deslocamento imposto é comum a todos os painéis de forma a ser possível a comparação de respostas.

6.4.1 ENSAIO NO PLANO

Nesta secção descreve-se o esquema de ensaio utilizado para aplicação de deslocamento no plano, o nível e modo de aplicação do deslocamento e uma previsão do comportamento esperado para os painéis.

6.4.1.1 Descrição

A construção do esquema para realização da aplicação de carga no plano da parede procurou simular o mais fielmente o ambiente em que se encontra um pórtico de último piso de um edifício de 2 andares. Para tal o painel foi assente em dois apoios metálicos criados propositadamente para o efeito. A restrição à rotação da viga no topo do painel, provocada pela laje de betão, e a distribuição de carga uniforme não foram, por restrições de equipamento, passíveis de serem simuladas. Não se considera, no entanto, que o segundo aspecto, em especial, produza efeito significativo no comportamento do painel a acções perpendiculares ao plano, uma vez que, por motivo de processo construtivo, a transmissão de carga da viga para a alvenaria é muito reduzida, ou nula. As cargas verticais foram, no entanto, transmitidas directamente aos pilares. O esquema da infra-estrutura é o apresentado nas Figura 142 e Figura 143.

O ensaio no plano é efectuado aplicando deslocamentos horizontais cíclicos ao painel de alvenaria até atingir um valor previamente estabelecido (0.5% de “drift”). Optou-se pela realização de um ensaio cíclico por corresponder a uma melhor simulação do efeito de um sismo.

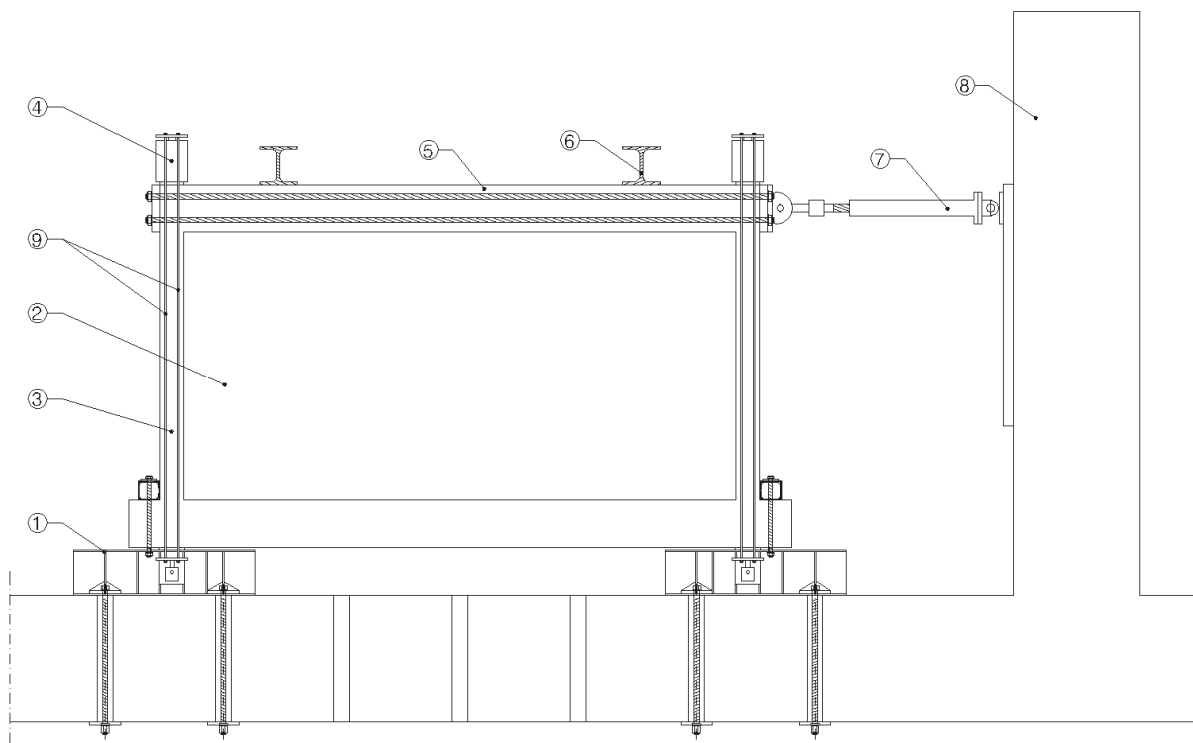


Figura 142 - Infra-estrutura para o ensaio no plano. 1 - Bases metálicas; 2 – painel de alvenaria; 3 – Pórtico de betão armado; 4 – Actuador que permite traduzir as cargas do piso superior que actuam sobre os pilares; 5 – Tirantes de aço, que permitem a inversão do sentido de carga; 6 – Perfil metálico, que serve de suporte para sistema de perfis de modo a impedirem o deslocamento horizontal perpendicular ao painel de alvenaria; 7 – Actuador horizontal servo-controlado, com capacidade para controle em deslocamento ou em força; 8 – Parede de reacção; 9 – Tirantes de reacção.

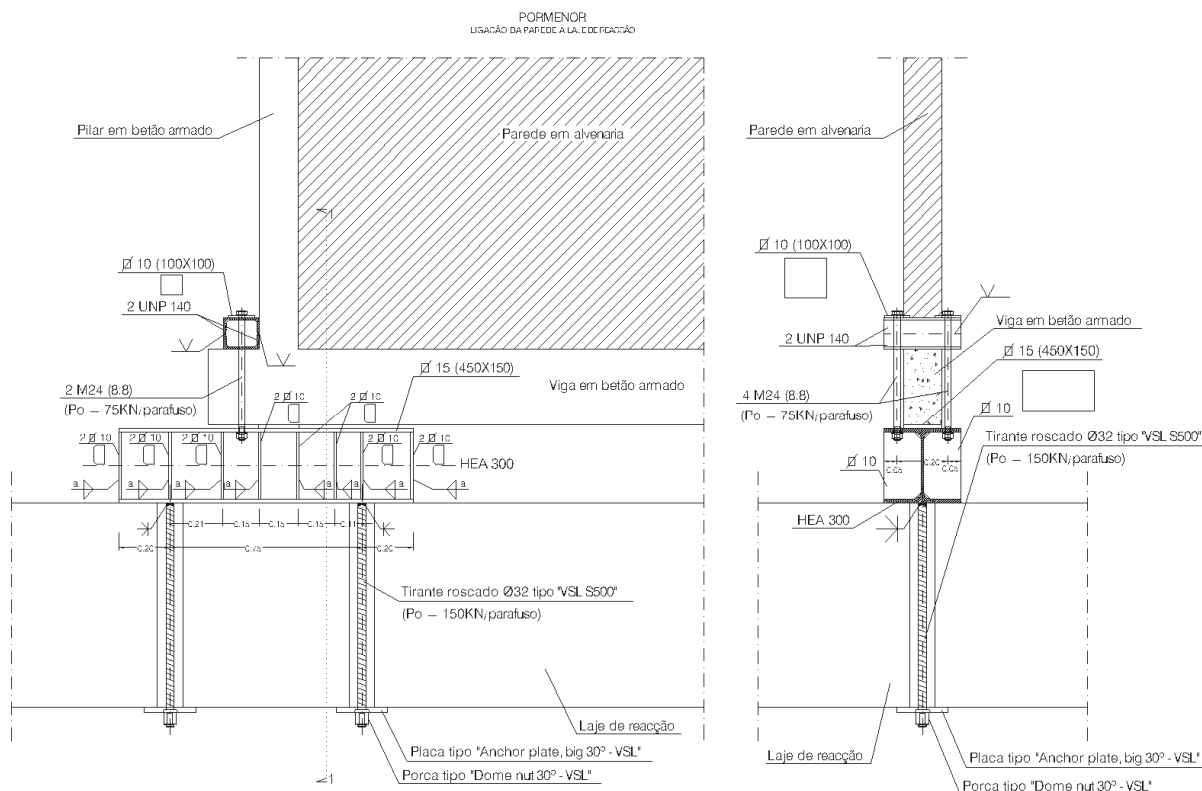


Figura 143 - Pormenorização do apoio da base

Uma vez que só foi possível a utilização de um actuador, a aplicação de carga de forma cíclica implicou o confinamento dos dois extremos da viga horizontal de topo através do sistema de tirantes apresentado nas Figuras 144 e 145.

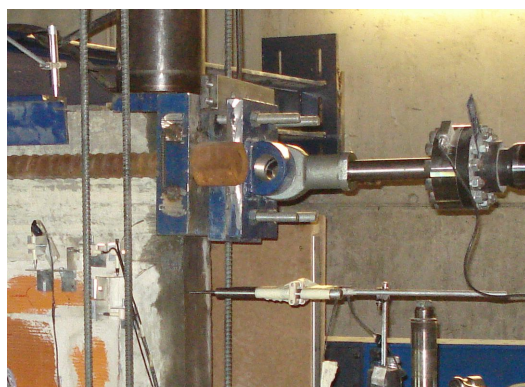


Figura 144 - Estrutura para transmissão de deslocamentos alternados



Figura 145 - Estrutura para transmissão de deslocamentos alternados

Esta estrutura está presa a ambas as extremidades da viga e por sua vez ligada ao actuador, permitindo assim a transmissão de deslocamentos alternados.

No ensaio no plano estavam também previstas a aplicação de cargas verticais nas zonas dos pilares. Essas cargas foram materializadas sobre a forma de dois actuadores, sobre cada um pilar. Estes

actuadores tinham um sistema de tirantes, que ligavam o topo do actuador à base da infra-estrutura de ensaio, Figura 146 e Figura 147.



Figura 146 - Actuador vertical



Figura 147 - Ligação à base

6.4.1.2 Instrumentação

A aplicação de carga no plano foi instrumentada de acordo com o esquema apresentado na Figura 148.

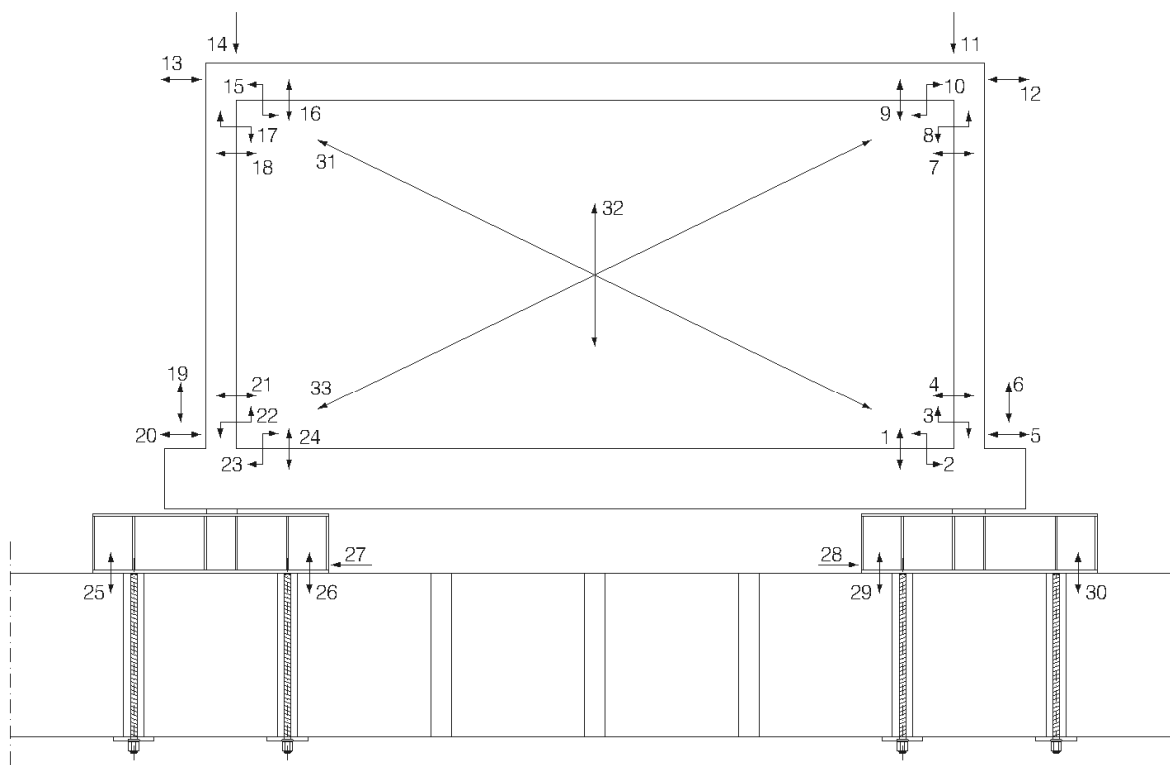


Figura 148 - Mapa de instrumentação para o ensaio no plano

Com este mapa de instrumentação pretendia-se antes de mais obter uma relação força vs deslocamento através do LVDT colocado na posição 12. Além disso pretendia-se compreender o que ocorria nas

ligações entre o painel de alvenaria e o pórtico de betão armado (com os LVDT's números 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 15, 16, 17, 18, 21, 22, 23 e 24), ter uma ideia geral das fendas que ocorrem a todo comprimento do painel de alvenaria (LVDT's números 31, 32 e 33). Toda a restante instrumentação colocada na máquina de ensaio servia para controlar as possíveis folgas da mesma (LVDT's números 5, 6, 11, 14, 19, 20, 25, 26, 27, 28, 29 e 30).



Figura 149 - Instrumentação 7, 8, 9, 10, 12 e 33



Figura 150 - Instrumentação 1, 2, 3 e 4

Na Figura 149 e Figura 150 é possível observar partes da instrumentação utilizada na parede. Na Figura 151 é apresentada uma visão geral da parede e pórtico totalmente instrumentados.



Figura 151 - Painel de alvenaria instrumentado para a realização no ensaio no plano

6.4.2 APLICAÇÃO DE CARGA

No âmbito dos ensaios de solicitação no plano e fora do plano, a realizar em pórticos de betão armado preenchidos a alvenaria, um dos parâmetros necessários a definir à partida, corresponde ao nível de degradação a aplicar às paredes, a partir do qual se determinará a resistência a acção na direcção do e para fora do plano. Níveis de dano diferentes correspondem a diferentes comportamentos para fora do plano, pelo que a definição de um nível de referência, coerente com os limites definidos na regulamentação é fundamental.

O nível de degradação de referência foi atingido através da imposição de um deslocamento de referência no topo da parede. O deslocamento relativo entre a base e o topo da parede (drift) é o indicador de dano normalmente utilizado pela regulamentação [47], [48] e [42]. Os regulamentos/recomendações/artigos consultados, no âmbito deste trabalho, para determinação dos níveis de deslocamento a aplicar ao painel foram as seguintes:

- ASCE-SEI 41-06 – Seismic Rehabilitation of Existing Buildings [47];
- EC8 – Eurocódigo 8 [42];
- ATC-40 – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [48];
- Calvi – Seismic performance of masonry-infilled R.C. frames: Benefits of slight reinforcements [24].

Os valores apresentados por cada uma delas estão apresentados nas secções seguintes, [46].

6.4.2.1 Deslocamentos de referência, por ASCE-SEI 41-06 [47]

As recomendações apresentadas neste documento substituem as apresentadas em FEMA 356 [49]. Para a situação em análise os valores apresentados pelos dois documentos são idênticos pelo que será feita referência apenas ao ASCE-SEI 41-06 [47].

Este documento considera a influência da parede de enchimento nos valores de deslocamento limite que propõe.

Os limites apresentados por este documento estão apresentados em termos dos seguintes níveis de desempenho:

- Immediate Occupancy (IO);
- Limit Safety (LF);
- Collapse prevention (CP).

As suas descrições e limites propostos estão apresentados na Tabela 49.

Tabela 49 - Descrição de níveis de desempenho e limites de deslocamento, de acordo com o ASCE-SEI 40-06

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention (S-5)	Life Safety (S-3)	Immediate Occupancy (S-1)
Unreinforced Masonry Infill Walls	Primary	Extensive cracking and crushing porticos of face course shed.	Extensive cracking and some crushing but wall remains in place. No falling units. Extensive crushing and spalling of veneers at corners of openings.	Minor (<1/8-in. Width) cracking of masonry in fills and veneers. Minor spalling in veneers at a few corner openings.
	Secondary	Extensive crushing and shattering some walls dislodge	Same as primary	Same as primary
	Drift	0.6% transient or permanent	0.5% transient; 0.3% permanent	0.1% transient; Negligible permanent.

6.4.2.2 Deslocamentos de referência, por ATC-40 [48]

Esta norma, tendo como base as definições que apresenta, não faz referência ao preenchimento dos pórticos de betão nos valores de deslocamento que propõe. Os valores recomendados estão apresentados na Tabela 50.

Se forem comparados com os da norma ASCE-SEI 41-06 estes valores são bastante mais elevados.

Tabela 50 - Limites de deslocamento, de acordo com o ATC-40

Interstory Drift Limit	Performance Level			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 – 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_t}{P_t}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 – 0.015	no limit	no limit

6.4.2.3 Deslocamentos de referência, por EC8 [42]

O Eurocódigo 8 apresenta apenas um valor para a limitação de dano. Não faz referência explícita à existência de paredes de enchimento mas apresenta um valor limite para edifícios em que os elementos estruturais se encontram ligados a elementos não estruturais frágeis. O valor é relacionado a uma situação limite de prevenção de dano.

O valor do deslocamento relativo entre base e topo é restringido pela seguinte expressão:

$$\frac{d}{h} \leq 0.5\%$$

Onde h é a altura do painel correspondente à distância entre os eixos das vigas de betão na base e topo do painel e d é o deslocamento em relação à base.

6.4.2.4 Deslocamentos de referência, por Calvi [24]

Calvi [24] refere valores na ordem de 0.4% e 1.2% como limites para a garantia de condições de serviço e garantia de segurança da estrutura, ver Tabela 51.

No mesmo trabalho [24] os ensaios com acção para fora do plano, salvo duas excepções, são feitos após a aplicação de um deslocamento no plano de 0.4%.

Tabela 51 - Valores de deslocamento no plano atingidos previamente à avaliação de resistência para fora do plano (Previous in-plane drift) [24]

Reinforcement	Test n.º	Previous in-plane drift	Force [kN]	Displ. 2 [mm]	Acceleration 3 [g]	Eq. Pressure 4 [kPa]	Stiffness 5 [kN/m]	Period [s]
non-reinforced bars	2	1.2%	6.00	-	0.460	1.00	180	0.546
Murfor	3	-	-	-	-	-	-	-
Mesh	4	0.4%	17.20	53	1.289	2.87	5160	0.102
non-reinforced bars	5	1.2%	21.41	22	1.605	3.57	2676	0.142
Murfor	6	0.4%	9.00	37	0.675	2.50	720	0.273
Mesh	7	0.4%	19.70	44	1.477	3.28	2814	0.138
non-reinforced bars	8	0.4%	17.50	48	1.312	2.92	1400	0.196
Murfor	9	0.4%	46.60	28	3.493	7.77	11184	0.069
Mesh	10	-	33.70	13	2.526	5.62	11642	0.068
non-reinforced bars	11	-	36.77	45	2.756	6.13	11977	0.067
Murfor 1								

6.4.2.5 Previsão de comportamento com recurso a modelo de elementos finitos

De modo a se ter uma melhor noção da influência de cada nível de deformação de referência, no comportamento das várias soluções de reforço que se pretende estudar, foi desenvolvido um modelo não linear de elementos finitos que permite determinar, além dos esforços máximos esperados para as várias soluções de reforço, o nível de degradação esperado para o painel para cada deformação de recomendada pelas fontes consultadas.

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos para determinar, ainda que de uma forma preliminar o comportamento das várias soluções reforço a analisar.

Os modelos foram calibrados com base nas características mecânicas determinadas por Calvi [24], uma vez que as unidades utilizadas por este autor têm geometria semelhante às que irão ser utilizadas nos ensaios planeados (furação horizontal, com 14 cm de espessura).

O modelo proposto considera um estado plano de tensão na espessura da parede. Tanto a alvenaria como o betão são simulados através de um modelo de fractura com fenda fixa, que relaciona directamente a extensão nos elementos com o seu estado de tensão (Total strain-stress fixed crack model). O comportamento ao corte após fractura está ligado à abertura normal da fenda no elemento.

Tabela 52 - Propriedades dos materiais

Material	E [N/mm ²]	ν [-]	f_t [N/mm ²]	G_f [N/mm]	f_c [N/mm ²]	G_c [N/mm]
Alvenaria	1.00e+03	0.13	0.11	5.00e-02	1.10	0.5
Betão	3.15e+04	0.15	2.35	0.1	30.0	8

A ligação do painel ao betão é feita por intermédio de elementos de interface com comportamento não linear, descrito através de um modelo de fricção de Mohr-Coulomb, com um valor limite de resistência à tracção. O reforço nos elementos de betão e na parede, nos casos relevantes são simulados através de elementos de reforço com aderência perfeita à malha de elementos finitos. São considerados elementos de barra ou grelha, consoante a situação de reforço a analisar.

Tabela 53 - Propriedades das interfaces

Material	k_n [N/mm ³]	k_t [N/mm ³]	f_t [N/mm ²]	c [N/mm ²]	Φ [-]	Ψ [N/mm]	β [-]
Interfaces	1.00e+07	1.00e+07	0.05	5.00e-02	0.75	0.01	0.15

O comportamento do aço de reforço é descrito através de um modelo elástico perfeitamente plástico de Von Mises, com resistência de 348 ou 435 N/mm² dependendo do tipo de aço utilizado nos elementos.

Foram realizadas 4 versões do modelo:

- Modelo 1 - representa o comportamento do pórtico de betão armado não preenchido, Figura 152 a);
- Modelo 2 - representa o comportamento do pórtico de betão armado preenchido a alvenaria, Figura 152 b);
- Modelo 3 - representa o comportamento o pórtico de betão armado preenchido a alvenaria, com reforço nas juntas horizontais, Figura 152 c);
- Modelo 4 - representa o comportamento do pórtico de betão armado preenchido a alvenaria, com reforço em malha metálica embebida no reboco da face exterior e interior do painel, Figura 152 d).

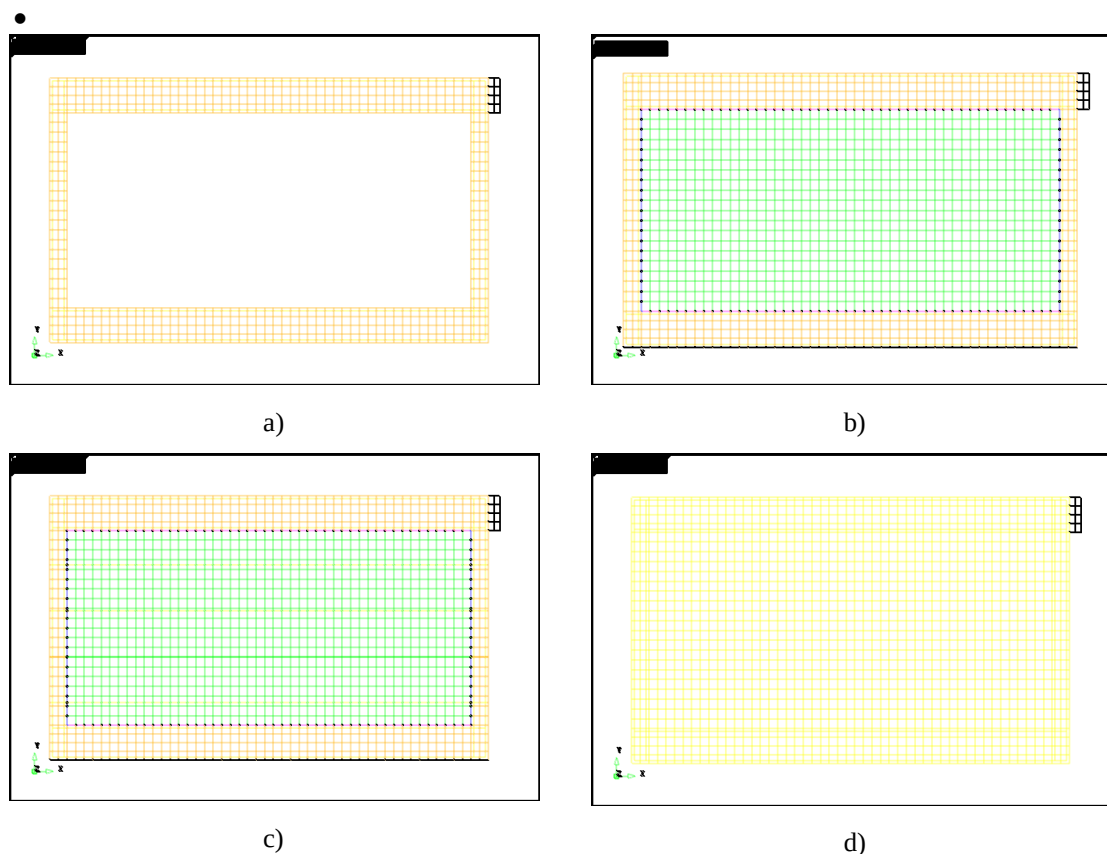


Figura 152 – Malha de modelo de elementos finitos preliminar: a) Pórtico de betão armado não preenchido; Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria; c) Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria com reforço nas juntas horizontais e; d) Pórtico de betão armado preenchido a alvenaria com reforço no reboco [46]

A Figura 153 apresenta os resultados obtidos para a situação do pórtico de betão armado não preenchido, para drifts de 0.1%, 0.4%, 0.5% e 1.6% respectivamente.

A Figura 154 apresenta os resultados obtidos para a situação do pórtico de betão armado preenchido com alvenaria, para drifts de 0.1%, 0.4%, 0.5% e 0.6% respectivamente.

A Figura 155 apresenta os resultados obtidos para a situação do pórtico de betão armado preenchido a alvenaria com reforço nas juntas horizontais, para drifts de 0.1%, 0.4%, 0.5% e 0.8% respectivamente.

A Figura 156 apresenta os resultados obtidos para a situação do pórtico de betão armado preenchido a alvenaria com reforço no reboco, para drifts de 0.1%, 0.4%, 0.5% e 0.8% respectivamente.

Além da determinação dos níveis de dano, o modelo de elementos finitos permitiu a estimativa do nível de força associada ao ensaio, que permitiu o dimensionamento da estrutura de suporte e escolha do equipamento de aplicação de carga. A Figura 157 apresenta os resultados obtidos da análise para as várias soluções de reforço.

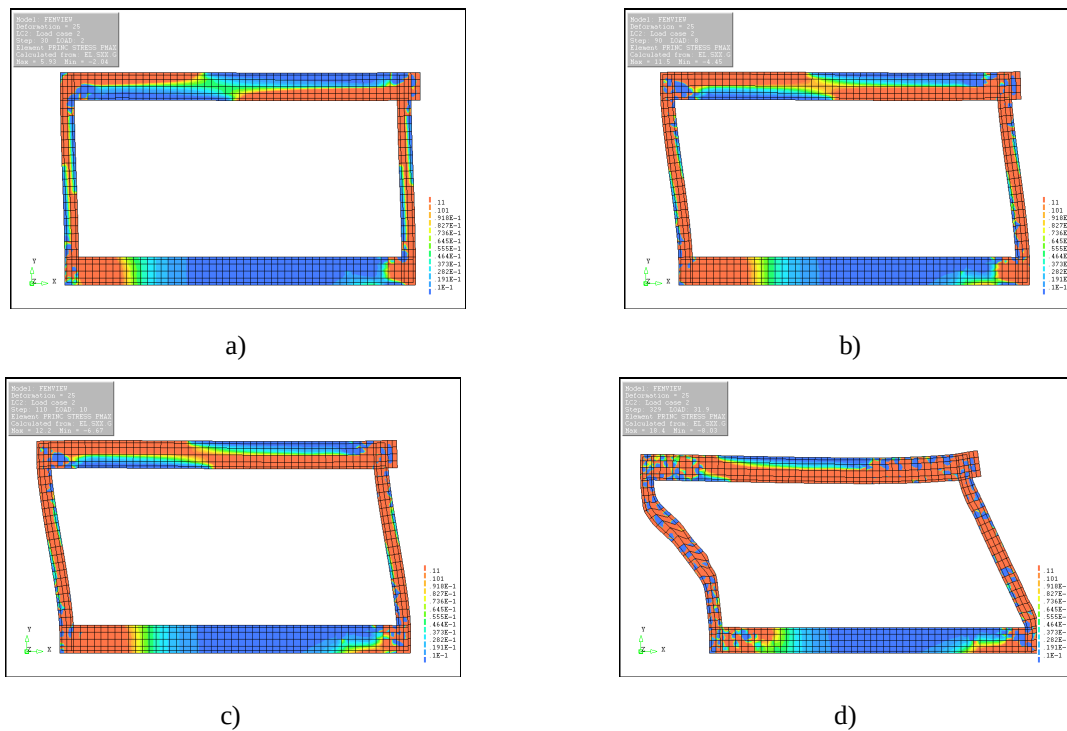


Figura 153 – Comportamento do pórtico de betão armado **não preenchido**, para vários níveis de deslocamentos: a) 0.1% drift de deslocamento; b) 0.4% drift de deslocamento; c) 0.5% drift de deslocamento e; d) 1.6% drift de deslocamento [46]

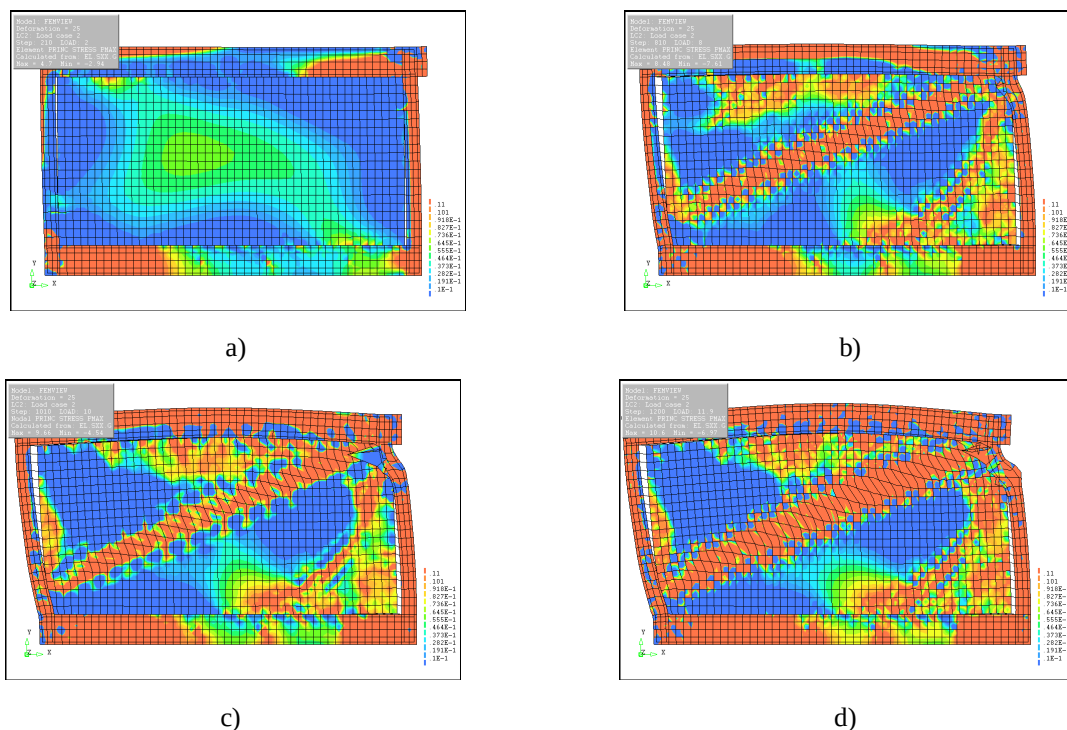


Figura 154 – Comportamento do pórtico de betão armado **preenchido com alvenaria**, para vários níveis de deslocamentos: a) 0.1% drift de deslocamento; b) 0.4% drift de deslocamento; c) 0.5% drift de deslocamento e; d) 0.6% drift de deslocamento [46]

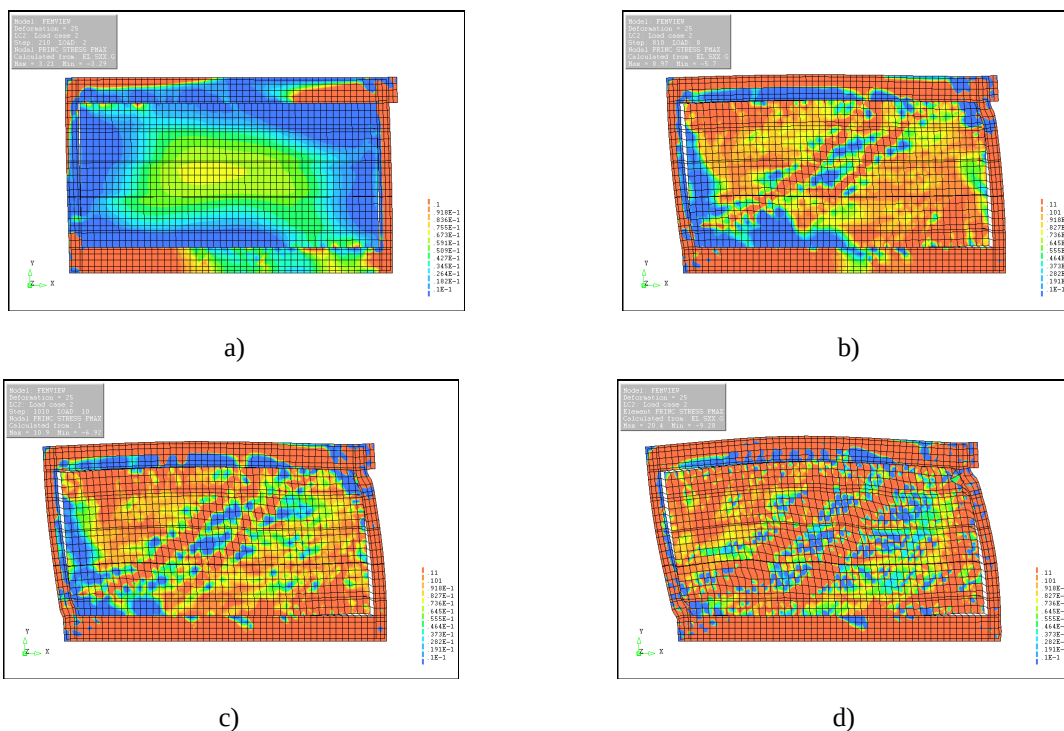


Figura 155 – Comportamento do pórtico de betão armado **preenchido com alvenaria com reforço nas juntas horizontais**, para vários níveis de deslocamentos: a) 0.1% drift de deslocamento; b) 0.4% drift de deslocamento; c) 0.5% drift de deslocamento e; d) 0.8% drift de deslocamento [46]

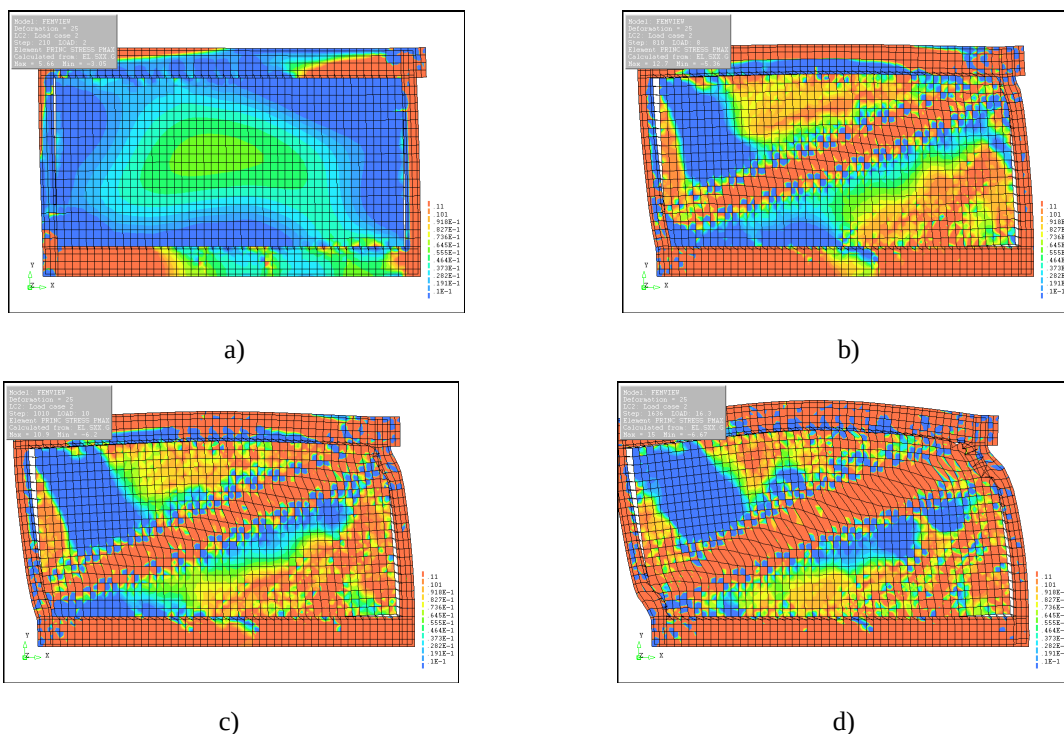


Figura 156 – Comportamento do pórtico de betão armado **preenchido com alvenaria com reboco armado**, para vários níveis de deslocamentos: a) 0.1% drift de deslocamento; b) 0.4% drift de deslocamento; c) 0.5% drift de deslocamento e; d) 0.8% drift de deslocamento [46]

Estimativa de relação força vs. deslocamento para as soluções a ensaiar

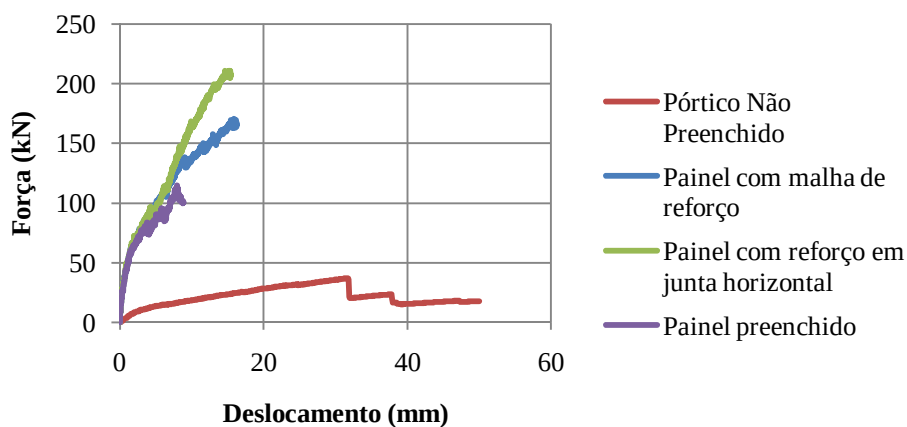


Figura 157 – Estimativa de relação força vs. deslocamento, para ensaio de aplicação de força no plano, para as soluções estudadas.

6.4.3 RESUMO

A Tabela 54 relaciona os valores de deslocamento no plano recolhidos de cada uma das fontes consultadas e do modelo de elementos finitos, com os respectivos níveis de desempenho/dano.

Tabela 54 - Valores referência para drifts no plano mediante níveis de dano alvo

Fonte	Ocupação imediata	Controlo de dano	Estado limite	Prevenção de colapso
ASCE/SEI 41-06	0.1%	-	0.5%	0.6%
Eurocódigo 8	-	0.5%	-	-
Calvi (2004)	-	0.4%	-	1.2%
Modelo de Elementos Finitos	0.1%	0.4%	0.6%	-

Optou-se por aplicar um drift na ordem dos 0.5%, por ser o imposto pelo EC8 e por corresponder a um estado de dano intermédio ao identificado no Modelo de Elementos Finitos.

A aplicação de deslocamento foi feita de forma cíclica, com cada nível de deslocamento a ser repetido três vezes. Os patamares de deslocamento (drift) impostos no actuador foram: 0.05%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.5%, 0.6%, 0.7% e 0.8%, que se traduziram, após as perdas do sistema, num máximo de 0.5% no painel. A Figura 158 apresenta os ciclos e patamares de deslocamento impostos no actuador.

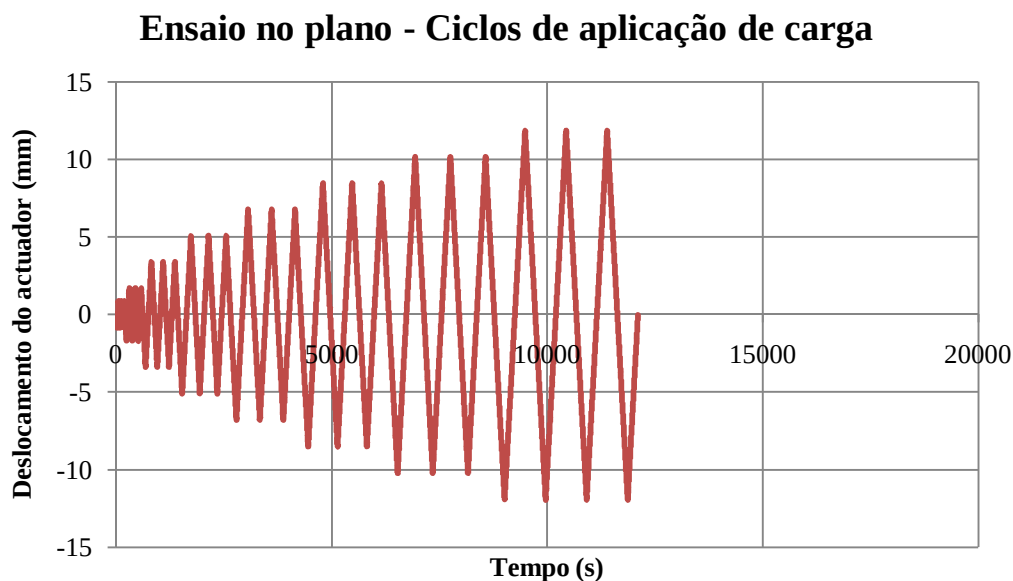


Figura 158 – Ensaio de aplicação de carga no plano, de pórtico de betão armado preenchido a alvenaria: Ciclos de aplicação.

6.4.4 ENSAIO FORA DO PLANO

Nesta secção descreve-se o esquema de ensaio utilizado para aplicação de deslocamento fora plano, o nível e modo de aplicação do deslocamento e uma previsão do comportamento esperado para os painéis.

6.4.4.1 Descrição

Para a realização do ensaio para fora do plano, houve a necessidade de criar uma infra-estrutura que permitisse aplicar ao painel de alvenaria deslocamentos perpendiculares ao seu plano, deslocamentos esses que se processassem em ambas as direcções. Deste modo criou-se um esquema, onde a parede de alvenaria seria sujeita à acção de dois actuadores, actuando em sentidos opostos. O esquema da infra-estrutura é o apresentado na Figura 159.

O ensaio para fora do plano consistiu na aplicação de deslocamentos ao painel em ambos os sentidos. Esses deslocamentos foram transmitidos ao painel através de dois actuadores, um para cada direcção. Estes actuadores transmitiam a carga a uma estrutura, estrutura esta onde se encontravam quatro airbags que faziam a transmissão final de carga à parede de forma distribuída, ver Figura 160. Os airbags encontravam-se ligados entre si, através de um sistema hidráulico, de modo a terem todos a mesma pressão, efeito este que conferia uma carga distribuída ao painel de alvenaria, ver Figura 161.

Para a realização deste ensaio, não foram consideradas cargas verticais aplicadas ao pórtico, visto que estas, nas circunstâncias em que foram aplicadas no ensaio no plano, não teriam grande contribuição para o ensaio para fora do plano.

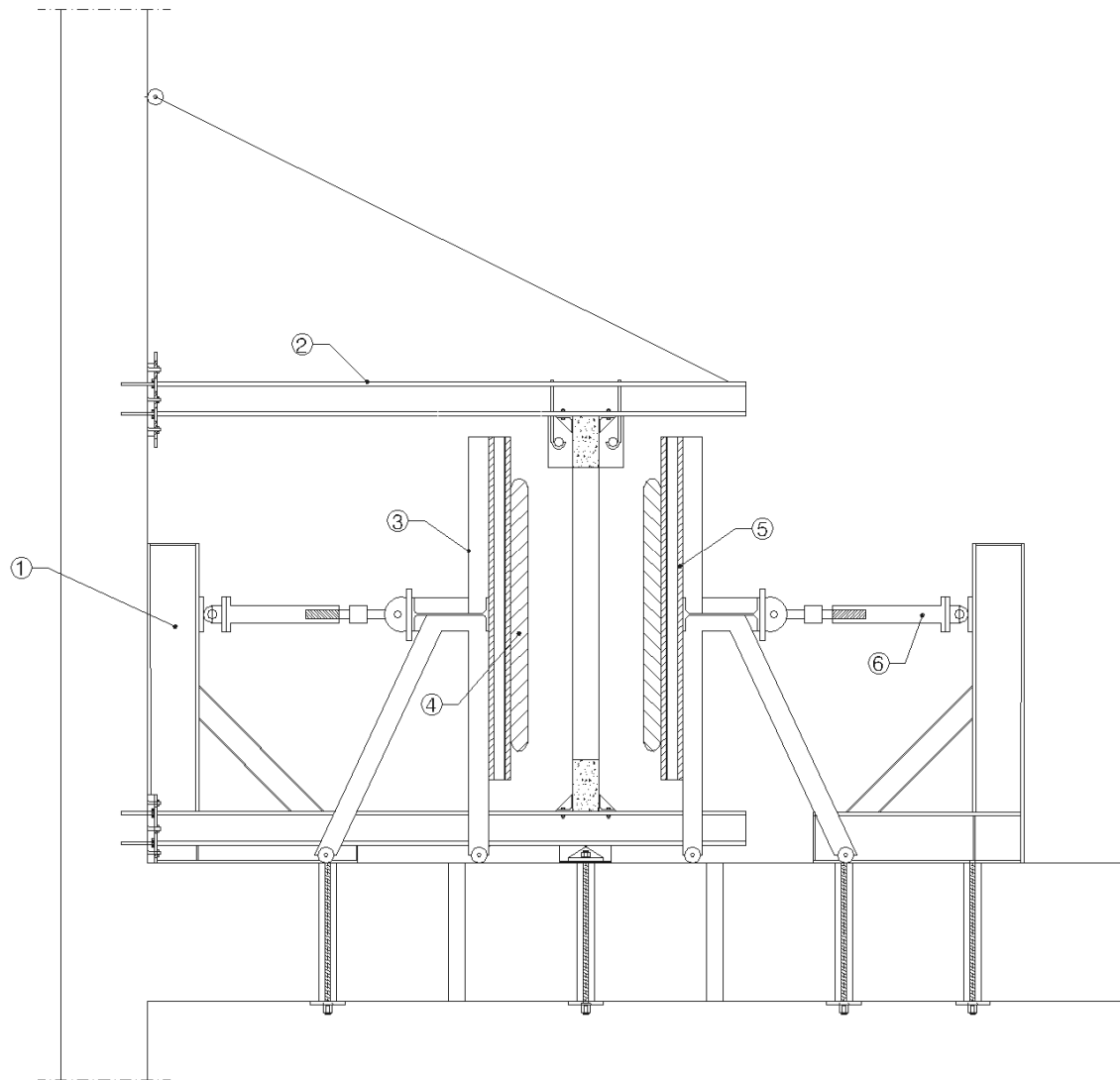


Figura 159 - Infra-estrutura para o ensaio fora do plano. 1 – Pórtico de reacção para o actuador horizontal; 2 – Viga transversal para o pórtico de betão armado; 3 – Estrutura de aplicação de carga e de suporte para os airbags; 4 – Airbags; 5 – Painel de madeira; 6 – Actuador horizontal.



Figura 160 - Infra-estrutura de transmissão de carga



Figura 161 - Airbags para distribuição de carga

6.4.4.2 Instrumentação

Para a realização do ensaio para fora plano, foi criado o mapa de instrumentação apresentado na Figura 162. Com este mapa de instrumentação, pretendia-se conhecer os deslocamentos de vários pontos do painel de modo recolher os dados mais relevantes para o conhecimento do comportamento da parede de alvenaria quando sujeita a acções para fora do plano.

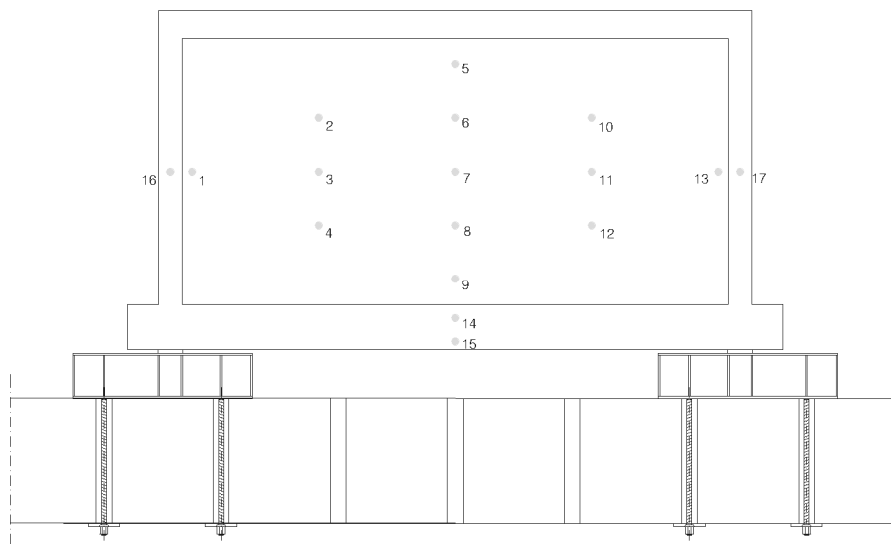


Figura 162 - Mapa de instrumentação para o ensaio para fora do plano

Após se ter pensado no mapa de instrumentação, houve necessidade de o executar. Esta tarefa apresentava uma certa dificuldade, visto que o local onde se pretendiam fazer as medições, era também o local onde as cargas estariam a ser transmitidas, isto é, no painel de alvenaria.

Esta dificuldade foi ultrapassada, optando-se por ter toda a instrumentação colocada exterior numa das estruturas de reacção, ver Figura 163. Esta instrumentação, encontrava-se ligada a um sistema de cabos de aço tensionados, que atravessavam a parede de alvenaria, ver Figura 164.



Figura 163 - Suporte rígido para instrumentação



Figura 164 - Cabos de aço tensionados

Assim sendo, quando se aplicava um deslocamento ao painel da direita para a esquerda, o sistema traccionava; para deslocamentos da esquerda para a direita o sistema comprimia.

Na Figura 165, encontra-se representada toda a infra-estrutura de ensaio, bem como, a instrumentação empregue no ensaio para fora do plano.



Figura 165 - Estrutura geral para ensaio para fora do plano

6.4.5 APLICAÇÃO DE CARGA

O ensaio para fora do plano, foi efectuado após no ensaio no plano se ter atingido um drift de 0.5%. O ensaio efectuado é um ensaio cíclico, onde se atingem diferentes níveis de deslocamentos em ambas as direcções. Os deslocamentos são aplicados ao painel de alvenaria, através de quatro airbags de cada lado, tendo como objecto principal uma uniformização pressões em todo o painel.

Os diversos valores de “drift”, de acordo com a experiência de diversos autores neste tipo de ensaio, nomeadamente os realizados para alvenaria simples por Calvi, Bolognini e Penna [24], são de 0.1, 0.2, 0.3 e 0.4% para o estado de serviço e de 1.2 e 3.6% para explorar o estado limite último.

Contudo devido às condicionantes do esquema de ensaio, nomeadamente à grande deformabilidade dos airbags e folgas no mecanismo, foram usados os valores 0.6, 1.5, 3.0 e 6.0%, que poderiam ser ajustados no decurso do ensaio.

6.5 RESULTADOS

6.5.1 ENSAIO NO PLANO

Os pórticos de betão armado preenchidos a alvenaria podem responder de diferentes modos quando solicitados por acções horizontais no plano, dependendo da relação entre as propriedades mecânicas do pórtico, da alvenaria e da interface entre os dois materiais. Mehrabi, *et al* [50] chega a identificar 25 modos de rotura dependentes das características do pórtico e da alvenaria.

Com vista à determinação da contribuição de cada uma das componentes do painel para o seu comportamento, o ensaio de aplicação de carga horizontal no plano foi monitorizado com recurso ao esquema de instrumentação apresentado na Figura 166.

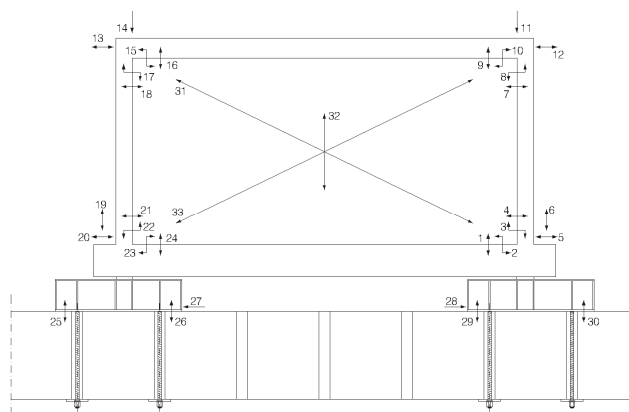


Figura 166 – Localização de equipamento de monitorização. Ensaio no plano.

O comportamento do painel até à conclusão do ensaio pode ser descrito em quatro fases, identificadas na Figura 167.

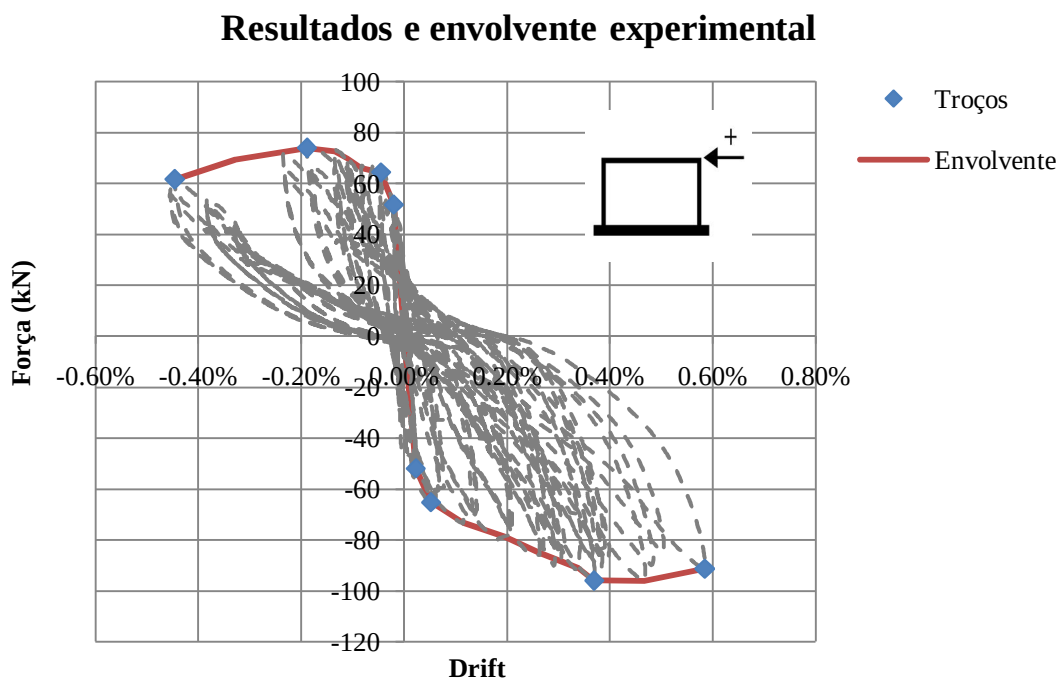


Figura 167– Localização de equipamento de monitorização. Ensaio no plano.

O padrão de fendilhação na rotura está apresentado na Figura 168 a). A Figura 168 b) apresenta uma das categorias de modo de rotura para painéis, apresentadas por Mehrabi *et al.* [50], na qual se inclui o padrão de fendilhação detectado.

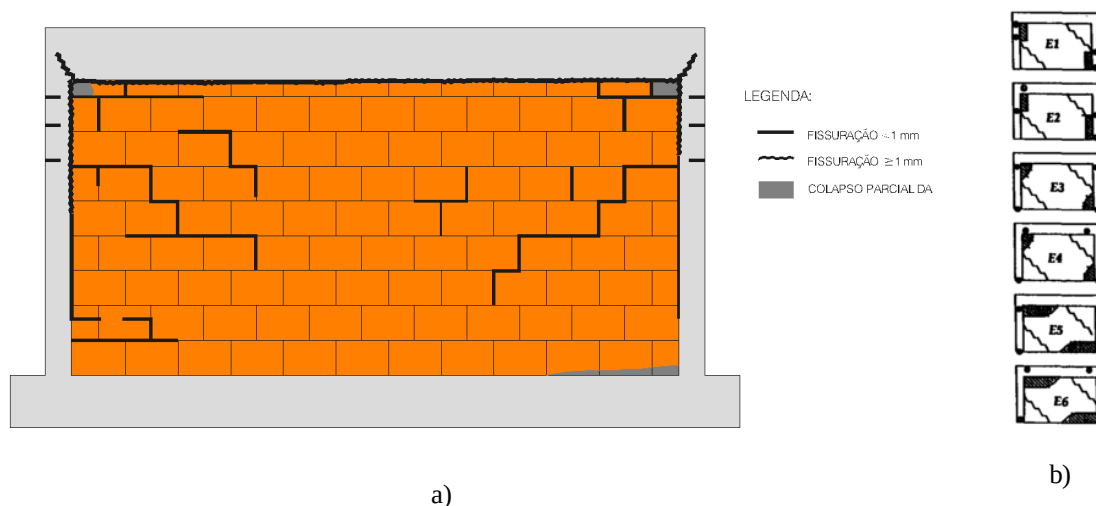


Figura 168 – Padrão de fendilhação: a) Padrão de fendilhação do painel testado; b) modos de rotura de referência – Categoria E – de acordo com Mehrabi, et al. [50].

Na primeira fase do comportamento todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente. A entrada em regime não linear (fase 2) inicia-se, em ambos os sentidos, para deslocamento relativo (drift) na ordem dos 0.02-0.025%. Está associada à ocorrência de: 1) deslizamento por corte nas juntas verticais, entre os topos dos pilares e a alvenaria; 2) o destacamento por tracção da junta vertical, entre o topo do pilar e a alvenaria, a jusante do sentido da aplicação de carga; 3) o deslizamento da junta horizontal entre a viga de topo e a alvenaria; 4) o início de esmagamento, nos cantos da junta horizontal entre a viga de topo e a alvenaria; 5) o início do aparecimento de fissuras na alvenaria; 6) o desenvolvimento de uma fenda diagonal no nó de ligação entre o topo do pilar e a viga, a montante do sentido de aplicação da carga. O pico de resistência é alcançado imediatamente antes do esmagamento da interface/alvenaria nos topos dos pilares. A partir deste momento verifica-se a perda gradual de resistência, correspondente ao terceiro troço do diagrama. As medições realizadas nas interfaces estão apresentadas nas Figuras 169 a) a d). Na Figuras 169 a 170 identificam-se os patamares de carga em que se inicia o destacamento/esmagamento da ligação entre betão e alvenaria, no topo dos pilares de betão, e aqueles em que se inicia o escorregamento entre a viga de topo e a alvenaria.

Na Figura 169 verifica-se que o primeiro patamar em que o comportamento do painel começa a mudar está relacionado com o destacamento do betão em relação à alvenaria (no topo dos pilares) e com o escorregamento da viga no topo (LVDT 18 tem destacamento para forças positivas e LVDT 7 para forças negativas). O pico de resistência está relacionado, por outro lado, com esmagamento da interface/alvenaria no contacto com o topo dos pilares. Verifica-se, também, que o deslizamento da viga é superior à compressão no topo do pilar. Esta situação poderá estar relacionada com o aparecimento da fenda diagonal no nó de intersecção entre viga e pilar.

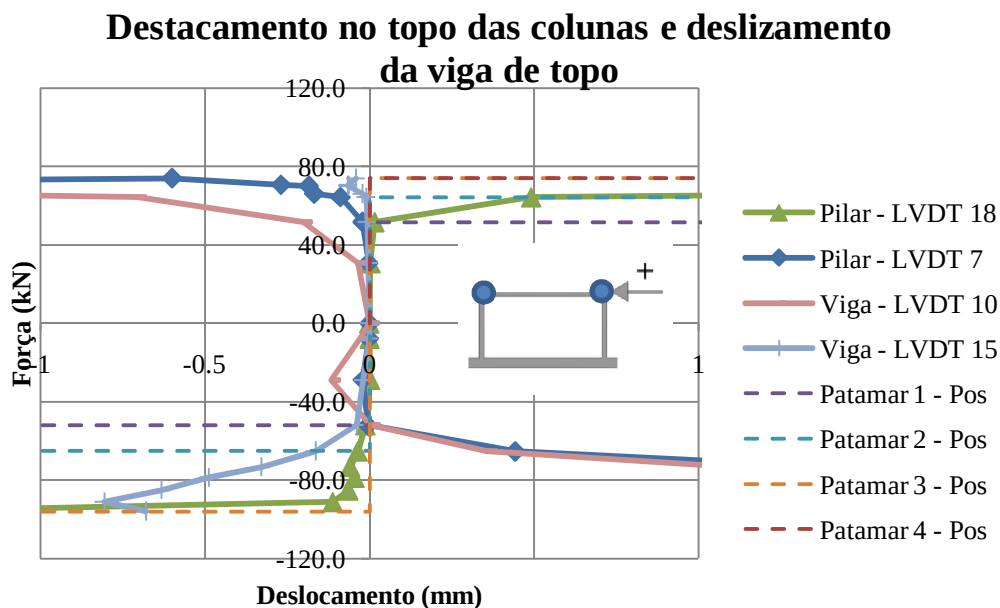


Figura 169 – Ensaio no plano. Resultados de pontos de medição, na interface da alvenaria com betão e no interior da parede.

A Figura 170 relaciona o deslocamento do painel de alvenaria com a força aplicada. É notório o reduzido nível de deslocamento da alvenaria quando comparada com a do pórtico (deslocamento máximo de 0.34 mm contra os 11.67 mm do pórtico). Verifica-se que o destacamento e escorregamento nas interfaces não prejudica significativamente o deslocamento da parede. O deslocamento da parede aumenta num ritmo aproximadamente linear ao longo de todo o carregamento, com excepção do momento em que a carga máxima foi atingida.

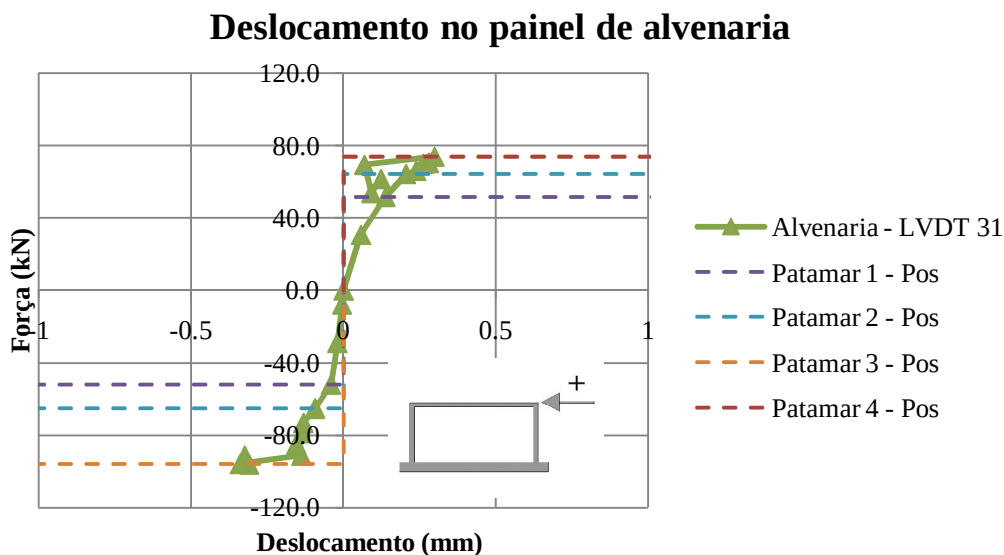


Figura 170 – Ensaio no plano. Resultados de pontos de medição, na interface da alvenaria com betão e no interior da parede.

As Figura 171 e Figura 172 apresentam a rotura das ligações de argamassa entre a alvenaria e o pórtico. No final do ensaio no plano, também foi possível observar, que para além das interfaces, os cantos superiores do painel de alvenaria se apresentavam danificados, ver Figura 173 e Figura 174.

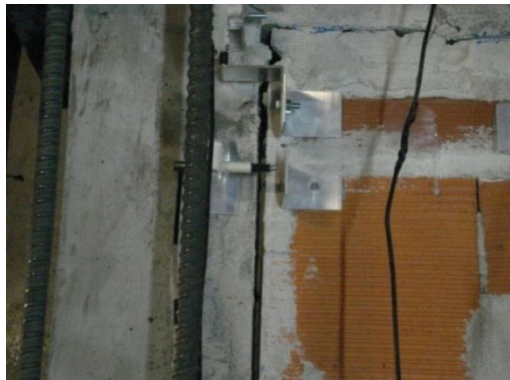


Figura 171 - interface esquerda



Figura 172 - Interface direita



Figura 173 - Canto superior direito



Figura 174 - Canto superior esquerdo

A Tabela 55 apresenta os resultados obtidos do ensaio no plano para cada ciclo de deslocamento. Cada ciclo de deslocamentos consiste de três repetições para o mesmo nível de deslocamento. Na Tabela 55 estão representados os valores máximos obtidos em cada ciclo na totalidade das repetições, assim como as forças associadas.

O sentido da aplicação de carga teve influência no nível de resistência mobilizado e no drift para o qual ocorreu. A resistência máxima é de 96.1 kN e a mínima de 73.9 kN. Ocorreram para drifts de 0.467% e 0.189%, respectivamente. O sentido que mobilizou menor resistência corresponde àquele em que, em termos de processo construtivo, a zona de fecho da alvenaria fica a montante do sentido de carga. O esmagamento da interface/tijolo na ligação ao topo do pilar ocorreu, nesta zona do painel, para nível de carga inferior ao que se verificou quando o sentido de carga provoca o esmagamento da interface a partir da qual se inicia, em termos de processo construtivo, a construção da parede de alvenaria. O processo construtivo, além das próprias características mecânicas dos materiais incluídos no painel, conduz a diferenças significativas no nível de resistência e ductilidade dos painéis.

Tabela 55 - Resultados por ciclos do ensaio no plano

Ciclo	Sentido positivo do ensaio*			Sentido negativo do ensaio*		
	Força (kN)	Deslocamento (mm)	Drift (%)	Força (kN)	Deslocamento (mm)	Drift (%)
1	30.8	0.08	0.004	28.8	0.18	0.009
2	51.7	0.41	0.02	51.9	0.45	0.022
3	64.3	0.91	0.045	65.1	1.04	0.052
4	66.1	1.67	0.083	73.2	2.30	0.115
5	70.0	2.20	0.110	78.7	3.90	0.195
6	70.6	2.71	0.136	85.0	5.26	0.263
7	73.9	3.78	0.189	91.0	6.77	0.339
8	69.4	6.57	0.328	95.9	7.38	0.369
9	53.8	7.68	0.384	96.1	9.34	0.467
10	61.6	8.92	0.446	91.2	11.67	0.584

*ver Figura 167.

O último troço, por ter sido interrompido antes do colapso do painel, foi caracterizado apenas pela evolução da degradação dos materiais, identificada imediatamente após ser atingido o pico de resistência. O padrão de fendilhação do painel no final do ensaio aponta para um modo de rotura semelhante aos incluídos na categoria E, apresentada por Mehrabi, *et al.* [50] (ver Figura 168 b).

O comportamento experimental do painel foi comparado com o do modelo numérico de um pórtico de betão armado não preenchido. Os resultados estão apresentados na Figura 175. O dimensionamento realizado no Eurocódigo 8 [42] impõe níveis de “drift” entre pisos, para construções do tipo da estudada, da ordem dos 0.5%. A comparação entre o comportamento do painel e o numérico do pórtico revelam duas informações importantes: 1) o painel é capaz de mobilizar uma resistência a acções horizontais muito superior à do pórtico não preenchido; 2) para o nível de “drift” previsto no Eurocódigo 8 a influência da alvenaria é ainda significativa, conferindo ao painel uma rigidez muito superior à do pórtico isolado. Este último facto contrapõe-se à prática corrente de projecto, que consiste em desprezar a influência das alvenarias no contributo para a resistência e período de vibração dos edifícios na análise sísmica. Se o desprezo da resistência adicional pode ser considerado conservativo, a maior rigidez, e consequente diminuição do período de vibração, ver Figura 135 e Figura 136, pode conduzir a uma estimativa por defeito na quantificação da acção sísmica.

Comparação entre comportamento de painel com pórtico não preenchido

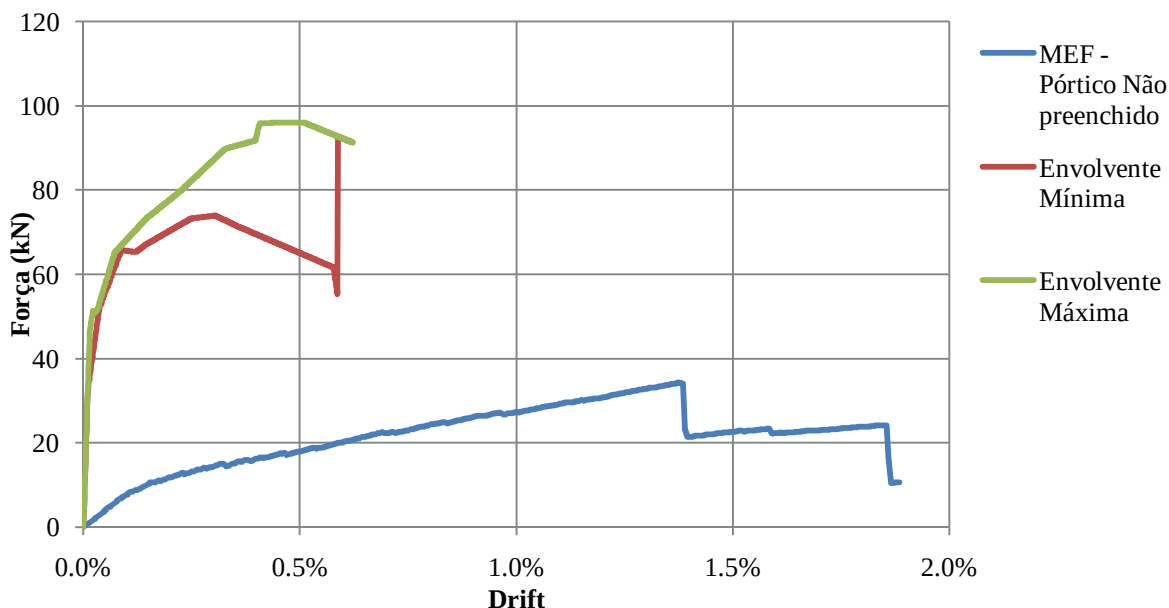


Figura 175 – Ensaio de aplicação de carga no plano.

6.6 ENSAIO PARA FORA DO PLANO

6.6.1 MODO DE ROTURA

Após ter sido introduzido dano na parede pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, de acordo com o esquema de ensaio anteriormente descrito.

O dano introduzido pelo ensaio no plano, nomeadamente a fissuração introduzida ao longo do interface de ligação entre o tijolo e os elementos de betão, alterou de uma forma substancial as condições de apoio da alvenaria. O esmagamento verificado nas juntas verticais, como pode ser constatado na Figura 176, aquando do ensaio no plano parece ter prejudicado a mobilização do efeito de arco entre os apoios laterais e, conseqüente desenvolvimento de um modo de rotura do género da Figura 177 - a) que seria expectável, favorecendo o que de facto se veio a verificar Figura 177 - b).



Figura 176 – Esmagamento das juntas verticais no interface de ligação do tijolo com o betão.



Figura 177 - Condições de fronteira de painéis de alvenaria de enchimento: a) espectável sem dano; b) verificado experimentalmente.

Na Figura 178 encontra-se representada toda a infra-estrutura de ensaio bem como toda a instrumentação empregue no ensaio para fora do plano. Podemos observar a parede instalada na estrutura de apoio, superiormente com os deslocamentos restringidos pelas cantoneiras fixadas à estrutura superior e inferiormente pelo mesmo sistema contínuo de apoio, mas fixado aos apoios situados sob os pilares de betão armado. Verifica-se a parede ladeada pelos dois painéis de aplicação de carga, aos quais se encontram ligados os actuadores. Do lado esquerdo da imagem encontra-se instalado um dos pórticos de reacção que serve de referencial externo para instalação do equipamento de medição, que foi fixado quatro vigas metálicas ligadas no elemento vertical do referido pórtico.



Figura 178 - Estrutura geral para ensaio para fora do plano

O ensaio para fora do plano foi dividido em quatro ciclos de deslocamentos aplicados ao painel. Cada ciclo i , era composto por um deslocamento pré-definido, dado por cada um dos actuadores, correspondendo aos procedimentos i e $i+1$. A velocidade dos incrementos de deslocamentos durante o ensaio foi de 0.10 mm/s.

Na Tabela 56 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores de deslocamentos alvo para cada ciclo eram de 10 mm, 25 mm, 50 mm e 100 mm respectivamente para o ciclo 1, 2, 3 e 4. Contudo, devido às condicionantes do esquema de ensaio,

nomeadamente à grande deformabilidade dos “airbags” e folgas no mecanismo, esses valores não foram atingidos em cada ciclo.

Tabela 56 - Resultados por ciclos do ensaio para fora do plano

Ciclo	Procedimento	Deslocamento no actuador (mm)	Força (kN)	Deslocamento no ponto central do painel (mm)	Drift (%)
1	1	10	4.88	2.71	0.16
1	2	10	4.64	3.83	0.22
2	3	25	5.95	3.26	0.19
2	4	25	9.31	7.02	0.41
3	5	50	7.44	3.83	0.22
4	6	50	11.84	19.48	1.15
4	7	100	10.37	5.90	0.34
4	8	100	12.23	60.00	3.53

Na Figura 179 encontra-se apresentada a evolução da força ao longo do tempo. A falta de linearidade para valores de força próximos de zero, tem como explicação, na necessidade de ajustar a pressão dos “airbags” no final e início de cada procedimento, como foi indicado no esquema de ensaio, sendo desprezável a sua influência nos resultados.

Os deslocamentos medidos do ponto médio do painel vs a força aplicada está ilustrado na Figura 180, onde é possível observar os diferentes ciclos que caracterizaram este ensaio.

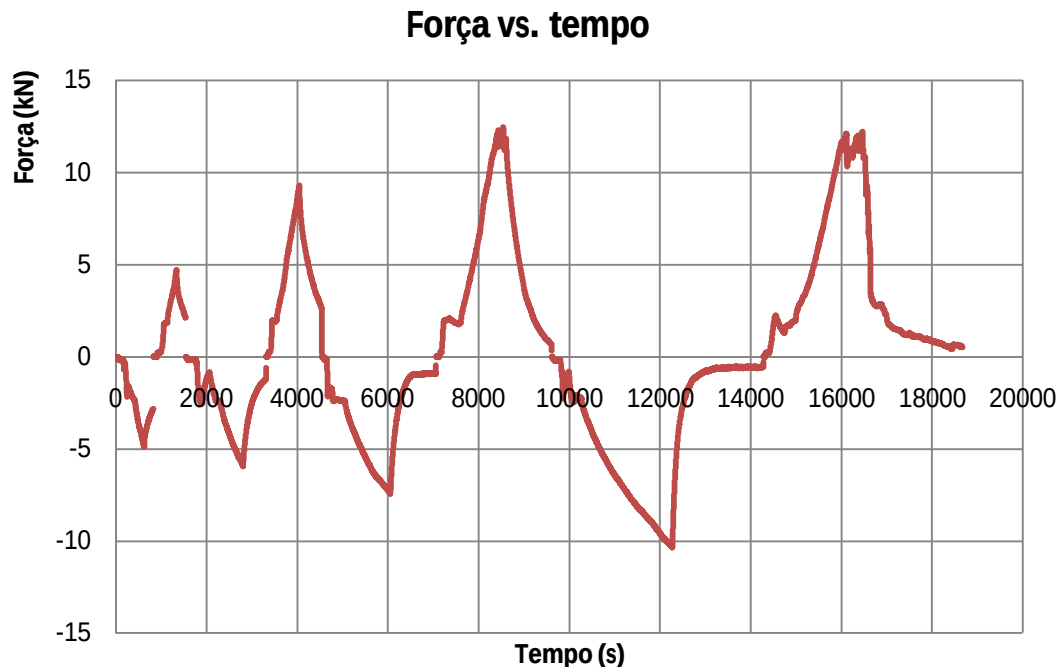


Figura 179 – Evolução da força ao longo do tempo

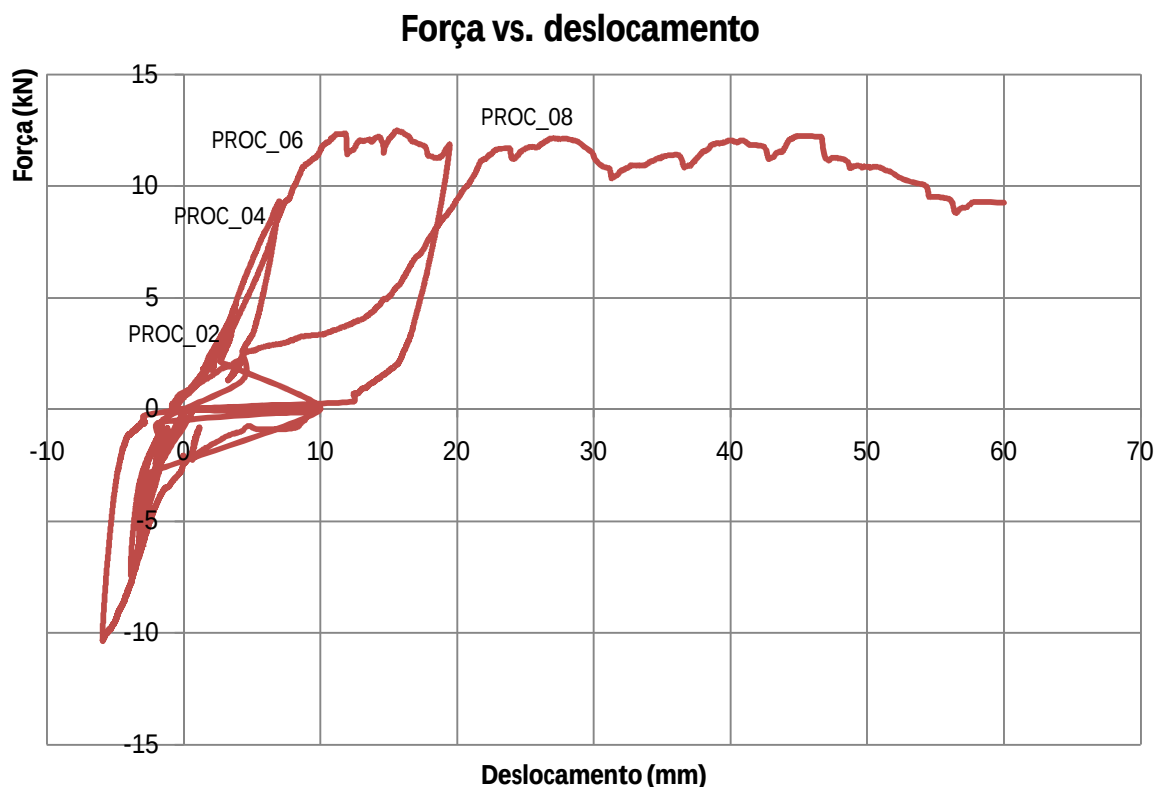


Figura 180 - Resultados força vs. deslocamento do ensaio para fora do plano

É possível evidenciar um comportamento quase elástico nos ciclos 1 e 2 onde, nos procedimentos 2 e 4 se obteve os deslocamentos de 3.83 mm e 7.02 mm, respectivamente. Com a anulação da força aplicada, constata-se a recuperação destes deslocamentos. No ciclo seguinte, no gráfico força vs deslocamento, verifica-se um andamento quase sobreposto ao do procedimento anterior, consequência da sua rigidez não ter sido alterada. No procedimento 6 do ciclo 3, constata-se o aparecimento de um patamar plástico, onde o deslocamento só é recuperado pela acção externa dos actuadores, dado tratar-se de um ensaio cíclico em dois sentidos. No procedimento final existe uma grande diminuição da rigidez, como pode ser verificada pela inclinação do gráfico, tendo-se manifestado um enorme patamar plástico antes do colapso final para fora do plano do painel de alvenaria.

Atendendo às condições de ensaio, nomeadamente exiguidade de espaço entre os painéis de aplicação de carga e a parede, não foi possível avaliar visualmente o comportamento da parede no decurso das fases de ensaio. Só pela análise dos resultados do equipamento de aquisição de dados, do estado inicial de fendilhação e do estado final após o procedimento 8 é que foi possível reconstituir e avaliar o ocorrido no decurso do ensaio. Contudo, devido ao facto de o procedimento 8 ter conduzido a parede a um deslocamento tal que esta ficou apoiada no painel de aplicação de carga oposto, só foi possível efectuar recolha de dados fotográficos e mapa de fendas na face onde foram aplicadas as cargas dos procedimentos pares. Regista-se também que, à excepção do 1º ciclo, os procedimentos pares foram aqueles que conduziram à maior deformação. Pelas razões apontadas, a análise que se segue incide essencialmente sobre os procedimentos 2, 4, 6 e 8.

A Figura 181 apresenta o mapa de fendas que a parede apresentava no final do ensaio. A parte superior da parede apresentava uma grande percentagem de unidades com colapso total ou parcial, resultante do facto da parede ter sido expelida do plano do pórtico envolvente como pode ser constatado na sua fase intermédia na (Figura 182 – a)) e na fase final, na (Figura 182 – b)), onde se

pode observar o destaque completo do painel de alvenaria para fora do plano. As interfaces laterais foram completamente esmagadas o que desligou completamente a parede da estrutura de betão armado envolvente. É evidente que estas duas situações foram altamente potenciadas pelo padrão de fendilhação ocorrido no ensaio no plano. Com o evoluir do esmagamento das ligações laterais e de topo com o consequente colapso das unidades na fase final do ensaio, a parede teria adquirido um comportamento de consola, tendo originado o padrão de fendilhação patenteado na sua base, que terá certamente a sua justificação em ter sido ultrapassado o momento resistente na direcção em questão.

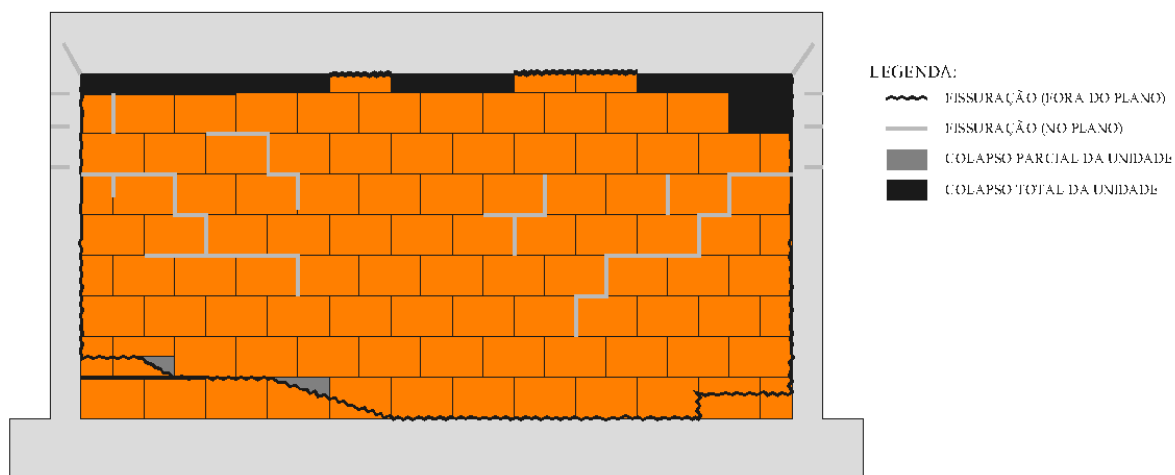


Figura 181 – Mapa de fendas resultantes do ensaio para fora do plano



a)



b)

Figura 182 – Movimento da parede para fora do plano: a) Fase intermédia do ensaio; b) Separação completa do painel de alvenaria relativamente ao pórtico de betão armado

Nas Figura 183 e Figura 184, pode-se observar um conjunto de quatro fotografias, obtidas após a desmontagem do painel de actuação de cargas, onde se confirma o colapso parcial das unidades do

canto superior esquerdo, o colapso total das unidades canto superior direito e a fendilhação na base esquerda a cerca de 0.25 m da viga de betão armado.



Figura 183 – Resultado final do ensaio: a) vista geral; b) colapso parcial das unidades do canto superior esquerdo



Figura 184 – Resultado final do ensaio: a) colapso total das unidades canto superior direito; b) fendilhação na base esquerda a cerca de 0.25 m da viga de betão armado

6.6.2 COMPORTAMENTO ATÉ À ROTURA

No subcapítulo anterior foi abordado de forma genérica, alguns dos aspectos evidenciados no ensaio efectuado. Neste subcapítulo serão analisados e discutidos os resultados obtidos em cada um dos procedimentos, de forma a poder avaliar o comportamento do painel de alvenaria ao longo do ensaio até à rotura.

No sentido de se sistematizar a informação, a Figura 185 apresenta a designação dos pontos de leitura, assim como as respectivas coordenadas. As Tabela 57, Tabela 58, Tabela 59 e Tabela 60, apresentam os deslocamentos corrigidos, para cada uma dessas posições de leitura. A correcção efectuada resulta da existência de movimentos residuais da estrutura de betão, pelo que foi necessário retirar estes deslocamentos aos deslocamentos sofridos pelo painel de alvenaria nos pontos de medição.

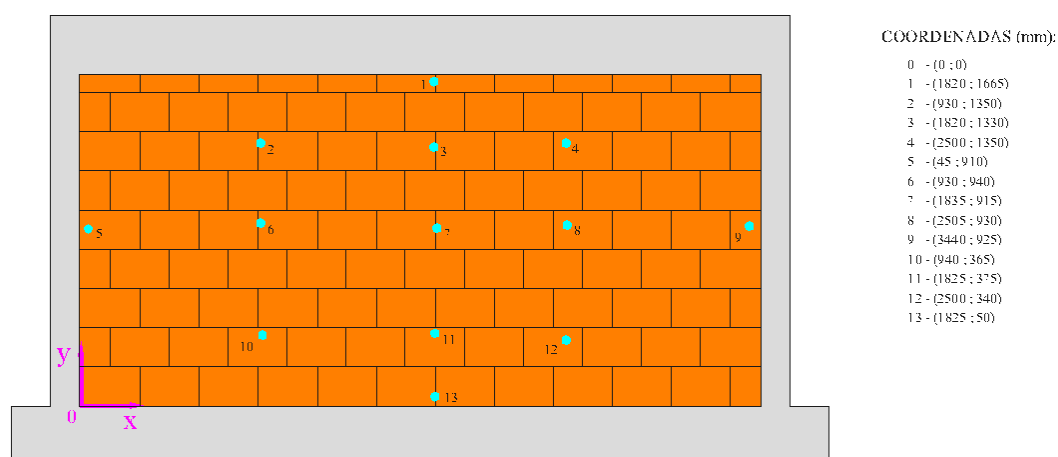


Figura 185 – Coordenadas dos pontos de aquisição de deslocamentos

Tabela 57 – Deslocamentos corrigidos – Procedimento 02

Procedimento 02 LVDT	Correcção dos deslocamentos (mm)			Deslocamentos (mm)	
	Direcção -YY	Direcção -XX	Δ	Medido	Corrigido
1	0.663	0.000	0.663	5.729	5.066
2	0.332	0.982	1.037	5.109	4.072
3	0.663	0.799	1.039	4.950	3.911
4	0.332	0.660	0.738	4.764	4.026
5	0.000	2.347	2.347	3.663	1.316
6	0.332	1.965	1.992	3.810	1.818
7	0.663	1.599	1.731	3.808	2.077
8	0.332	1.319	1.360	3.579	2.219
9	0.000	0.908	0.908	3.121	2.213
10	0.332	0.982	1.037	2.057	1.020
11	0.663	0.799	1.039	2.092	1.053
12	0.332	0.660	0.738	1.969	1.231
13	0.663	0.000	0.663	1.057	0.394

Tabela 58 – Deslocamentos corrigidos – Procedimento 04

Procedimento 04 LVDT	Correcção dos deslocamentos (mm)			Deslocamentos (mm)	
	Direcção -YY	Direcção -XX	Δ	Medido	Corrigido
1	1.239	0.000	1.239	10.633	9.394
2	0.620	0.982	1.161	8.621	7.460
3	1.239	0.799	1.474	8.990	7.516
4	0.620	0.660	0.905	8.621	7.716
5	0.000	2.347	2.347	6.629	4.282
6	0.620	1.965	2.060	6.925	4.865
7	1.239	1.599	2.023	6.999	4.976
8	0.620	1.319	1.457	6.545	5.088
9	0.000	0.908	0.908	5.650	4.742
10	0.620	0.982	1.161	3.828	2.667
11	1.239	0.799	1.474	3.903	2.429
12	0.620	0.660	0.905	3.664	2.759
13	1.239	0.000	1.239	2.096	0.857

Tabela 59 – Deslocamentos corrigidos – Procedimento 06

Procedimento 06 LVDT	Correcção dos deslocamentos (mm)			Deslocamentos (mm)	
	Direcção -YY	Direcção -XX	Δ	Medido	Corrigido
1	1.239	0.000	1.239	35.000	33.761
2	0.620	0.982	1.161	27.000	25.839
3	1.239	0.799	1.474	28.000	26.526
4	0.620	0.660	0.905	27.000	26.095
5	0.000	2.347	2.347	17.000	14.653
6	0.620	1.965	2.060	18.078	16.018
7	1.239	1.599	2.023	19.475	17.452
8	0.620	1.319	1.457	18.961	17.504
9	0.000	0.908	0.908	17.000	16.092
10	0.620	0.982	1.161	7.538	6.377
11	1.239	0.799	1.474	8.818	7.344
12	0.620	0.660	0.905	8.544	7.639
13	1.239	0.000	1.239	2.921	1.682

Tabela 60 – Deslocamentos corrigidos – Procedimento 08

Procedimento 08 LVDT	Correcção dos deslocamentos (mm)			Deslocamentos (mm)	
	Direcção -YY	Direcção -XX	Δ	Medido	Corrigido
1	1.239	0.000	1.239	88.000	86.761
2	0.620	0.982	1.161	70.000	68.839
3	1.239	0.799	1.474	72.000	70.526
4	0.620	0.660	0.905	70.000	69.095
5	0.000	2.347	2.347	43.000	40.653
6	0.620	1.965	2.060	44.000	41.940
7	1.239	1.599	2.023	45.221	43.198
8	0.620	1.319	1.457	44.000	42.543
9	0.000	0.908	0.908	43.000	42.092
10	0.620	0.982	1.161	17.500	16.339
11	1.239	0.799	1.474	18.272	16.798
12	0.620	0.660	0.905	17.500	16.595
13	1.239	0.000	1.239	3.070	1.831

Pela análise dos resultados do equipamento de aquisição de dados, do estado inicial de fendilhação e do estado final após o procedimento 8, foram criados diversos cenários que procuram explicar o ocorrido no decurso do ensaio.

Para definir os respectivos cenários, foram criados para cada procedimento, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com o estado de deformação do painel de alvenaria, os quais foram posicionados pelos pontos de leitura de deslocamentos e amplificados 10 vezes (Figura 186, Figura 187, Figura 188 e Figura 189).

O ponto de partida de ensaio para o painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano. Esse traduziu-se numa perda global de rigidez e na degradação das condições de ligação do painel à estrutura principal. Nesta circunstância o referido painel poderia ser assimilado a uma laje apoiada em quatro bordos, sendo que o bordo inferior teria condições de restringir os deslocamentos horizontais e verticais. Quando aos bordos laterais e superior, dado o esmagamento da junta de interface, é de prever que não tenham capacidade de restringir os deslocamentos na sua totalidade, mas sim uma determinada percentagem função da rigidez da ligação resultado do ensaio no plano.

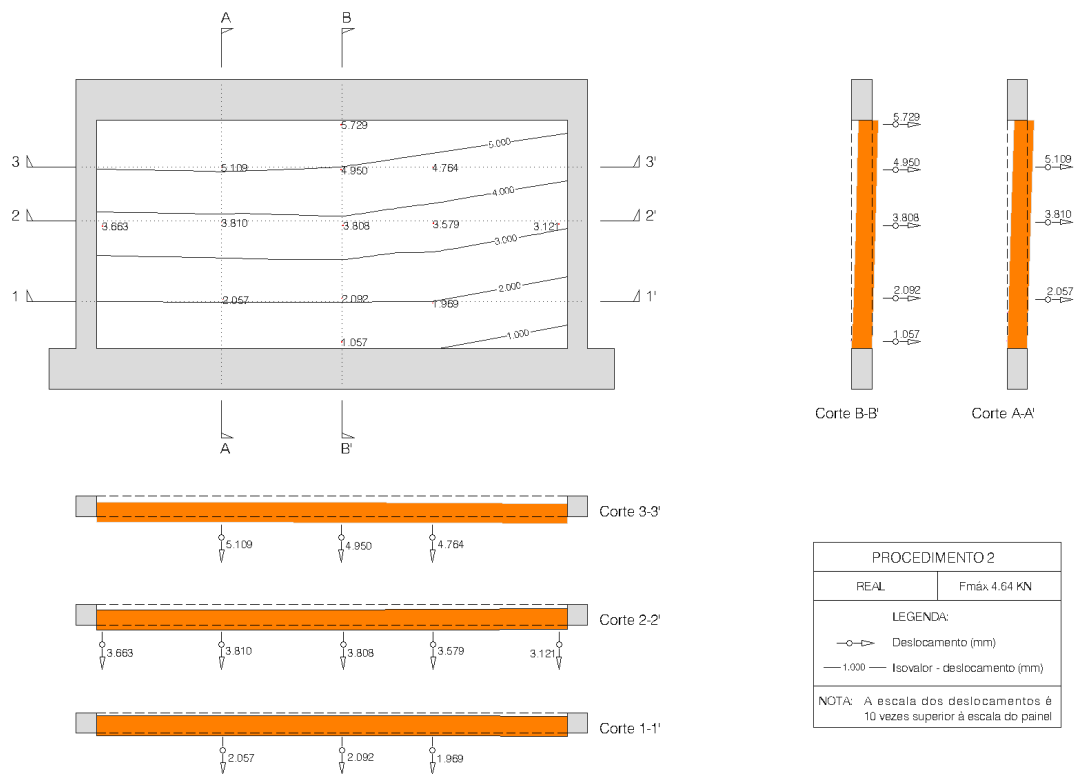


Figura 186 – Isovalores da parede ensaiada – Procedimento 2

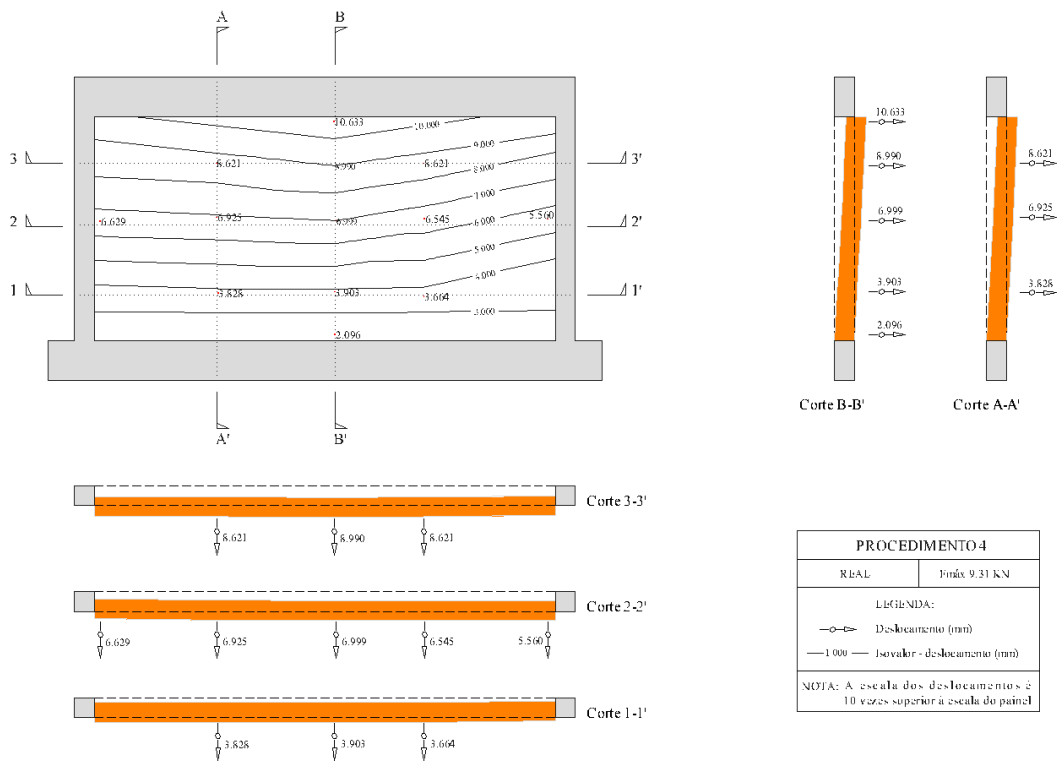


Figura 187 – Isovalores da parede ensaiada – Procedimento 4

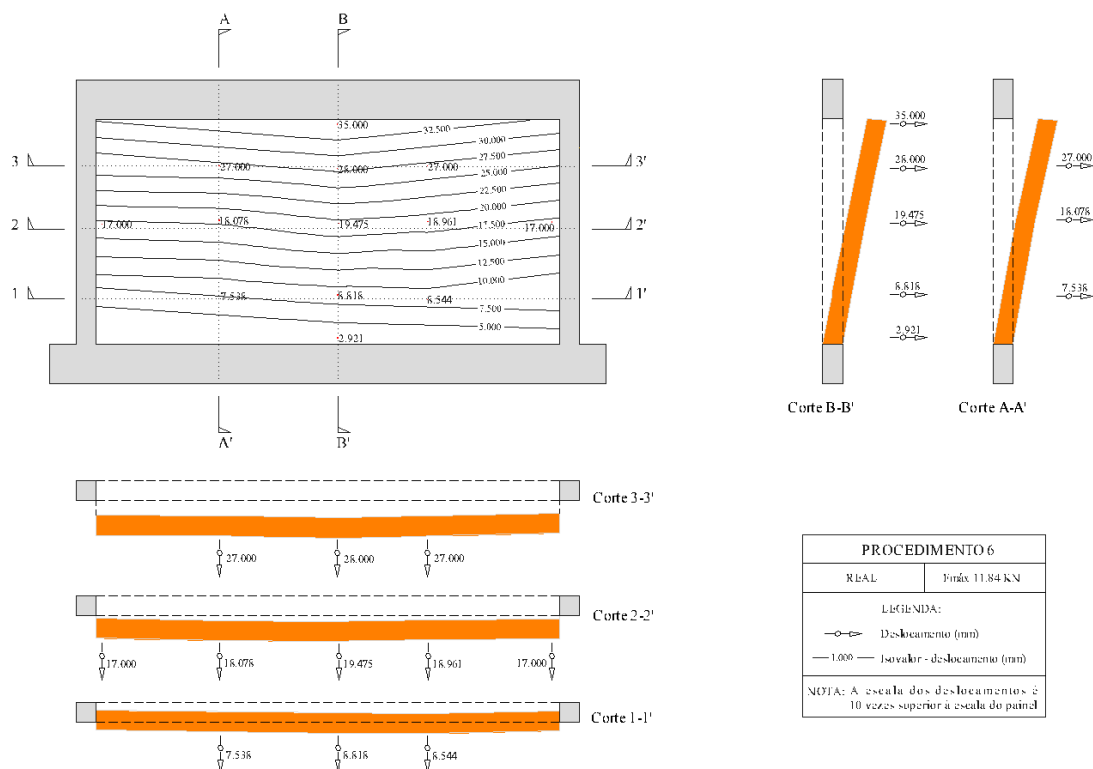


Figura 188 – Isovalores da parede ensaiada – Procedimento 6

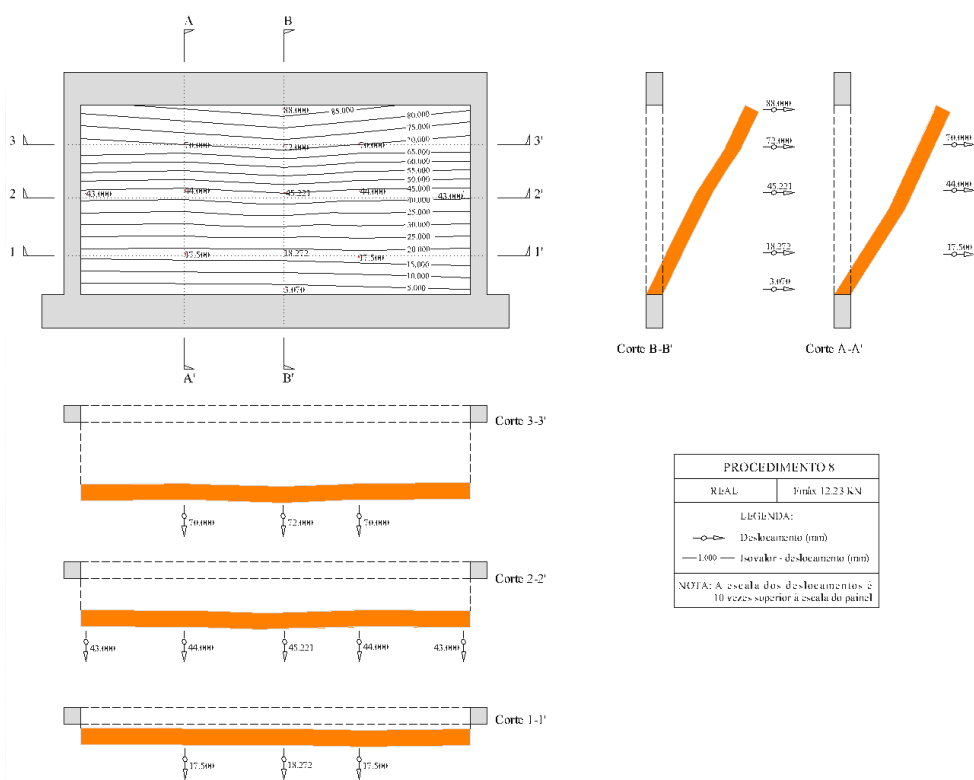


Figura 189 – Isovalores da parede ensaiada – Procedimento 8

Assim sendo, poderemos formular diversos cenários: essa rigidez poderá ser função de um comportamento elasto-plástico de cada uma das ligações de fronteira ao logo destes bordos; a ligação poderá ter um comportamento elástico, sendo o comportamento plástico, em patamar, função do número de ligações disponíveis, isto é, não destruídas ao longo do ensaio; ou uma situação envolvendo os dois cenários anteriores.

No procedimento 2, foi imposto um deslocamento de 10 mm no actuador, tendo sido obtido um deslocamento máximo corrigido 2.077 mm para uma força de 4.64 kN.

Pela análise do gráfico da Figura 180, verifica-se que este procedimento se desenvolveu em regime elástico, pois após a aplicação da carga, a parede recuperou a deformação obtida, apresentando a função força vs deslocamento sensivelmente o mesmo andamento em carga e descarga.

Os isovalores dos deslocamentos encontram-se apresentados na Figura 186, assim como cinco cortes ampliados, onde é possível verificar a deformação obtida em cada ponto de leitura.

Da análise dos gráficos força vs deslocamento, podem ser tiradas diversas conclusões, pois a força encontra-se relacionada com o deslocamento, por uma grandeza, K , que em regime linear será uma constante, que é a inclinação da recta da função força vs deslocamento.

Por simplificação relacionada com a facilidade de tratamento dos dados recolhidos, não será cometido grande erro na interpretação dos resultados, admitindo que nos gráficos da Figura 190, Figura 191 e Figura 192, até ao ponto de carga máxima do procedimento $i-2$, a função força vs deslocamento do procedimento i está sobreposta com, a função força vs deslocamento do procedimento $i-2$.

Pela análise da Figura 190, constata-se que a ligação da alvenaria à viga inferior (LVDT_13) mantém a sua integridade, isto é, mantém a sua capacidade de restringir o deslocamento, pois as ligações do interface alvenaria vs betão não terão perdido rigidez pelo facto de a função linear do referido gráfico apresentar uma inclinação muito próxima da vertical. Nas restantes ligações, pela análise da inclinação das rectas correspondentes aos respectivos interfaces, verifica-se que a capacidade de impedir os deslocamentos, já muito condicionada pelo dano prévio introduzido no ensaio no plano, manifesta-se enfraquecida. O bordo superior (LVDT_01) será o mais danificado pelo facto da sua recta apresentar a menor inclinação. Como as rectas dos bordos laterais (LVDT_05 e LVDT_09) apresentam inclinações sensivelmente iguais, será de admitir que apresentam comportamentos semelhantes.

Da análise dos gráficos da Figura 193, para cada uma das referidas interfaces (LVDT_01, LVDT_05 e LVDT_09), verifica-se a recuperação da deformação obtida após a aplicação da carga, donde podemos concluir que ainda manifestam um comportamento elástico.

O comportamento do painel na direcção vertical poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 191, nomeadamente do gráfico do “Alinhamento 1-11”. À medida que as coordenadas verticais de medição de deslocamento vão aumentando, é possível constatar uma diminuição da inclinação das rectas, o que se traduz numa perda de rigidez da parede no sentido ascendente, significando certamente que o bordo superior, terá tido a sua capacidade de mobilizar apoio muito comprometida. Pela consulta dos restantes gráficos da Figura 191, verifica-se uma rigidez muito aproximada à encontrada na zona central definida pelo “Alinhamento 1-11”. Assim sendo, poderemos concluir que na direcção vertical, na zona limitada pelos “Alinhamento 2-10” e “Alinhamento 4-12” a parede apresentará uma deformada que evidenciará alguma curvatura.

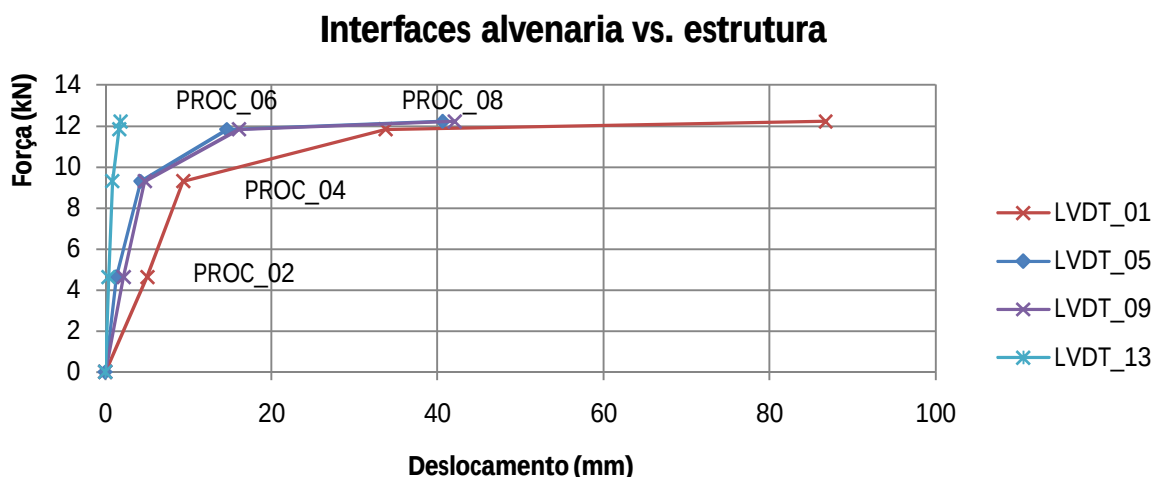


Figura 190 – Comportamento dos interfaces alvenaria vs estrutura

O comportamento do painel na direcção horizontal poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 192. Pela consulta dos diversos gráficos, para cada um dos alinhamentos definidos, verifica-se que as funções, força vs deslocamento, apresentam andamentos quase sobrepostos, pelo que se conclui que a parede na direcção horizontal terá um deslocamento manifestamente uniforme.

Pode-se então concluir que nesta fase de ensaio, que o deslocamento adquirido pelo painel de alvenaria é recuperado após a retida do carregamento devido ao comportamento elástico do painel. À excepção do bordo inferior do painel, a restante envolvente de apoio terá perdido rigidez, motivado pelo dano prévio introduzido no ensaio no plano, embora manifeste um comportamento elástico. Neste cenário o esquema estrutural assemelha-se a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio.

No procedimento 4, foi imposto um deslocamento de 25 mm no actuador, tendo sido obtido um deslocamento máximo corrigido 4.976 mm para uma força de 9.31 kN.

Pela análise do gráfico da Figura 180, verifica-se que este procedimento se desenvolveu muito próximo de um regime elástico, pois após a aplicação da carga, a parede recuperou a deformação obtida. Contudo, constata-se que função força vs deslocamento, de carga e descarga, apresenta algum desfasamento no ciclo de descarga. Verifica-se que a deformação residual expectável devido ao desfasamento das curvas de carga e descarga, não é alcançada. A recuperação da referida deformação residual durante o procedimento, poderá estar ligada à regularização de pressão dos “Airbags” do painel oposto.

Os isovalores dos deslocamentos encontram-se apresentados na Figura 187, assim como cinco cortes ampliados, onde é possível verificar a deformação obtida em cada ponto de leitura.

Pela análise da Figura 190, constata-se que a ligação da alvenaria à viga inferior (LVDT_13), tal como no procedimento 2, mantém a sua capacidade de restringir o deslocamento. Nas restantes ligações, a inclinação das rectas correspondentes aos respectivos interfaces, mantém-se sensivelmente iguais às verificadas no procedimento 2, pelo que as respectivas interfaces terão manifestado um comportamento semelhante. Tal como no procedimento anterior, o bordo superior (LVDT_01) será o mais danificado, continuando os bordos laterais (LVDT_05 e LVDT_09) a apresentarem comportamentos semelhantes.

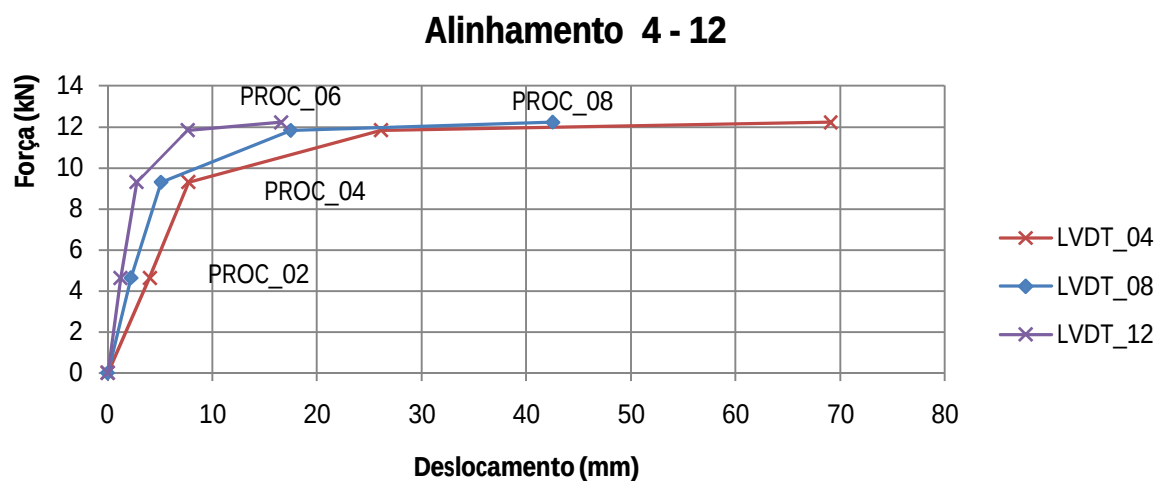
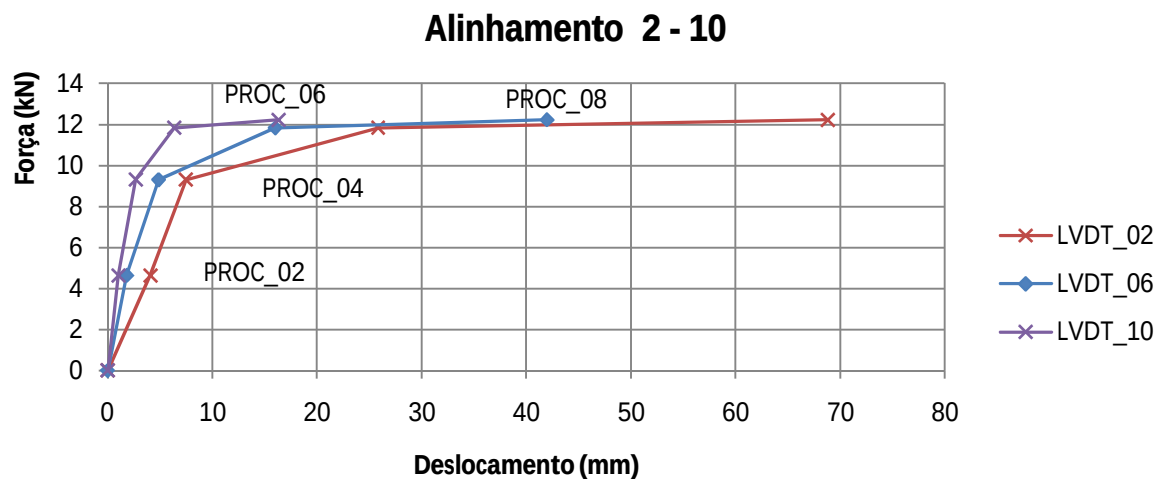
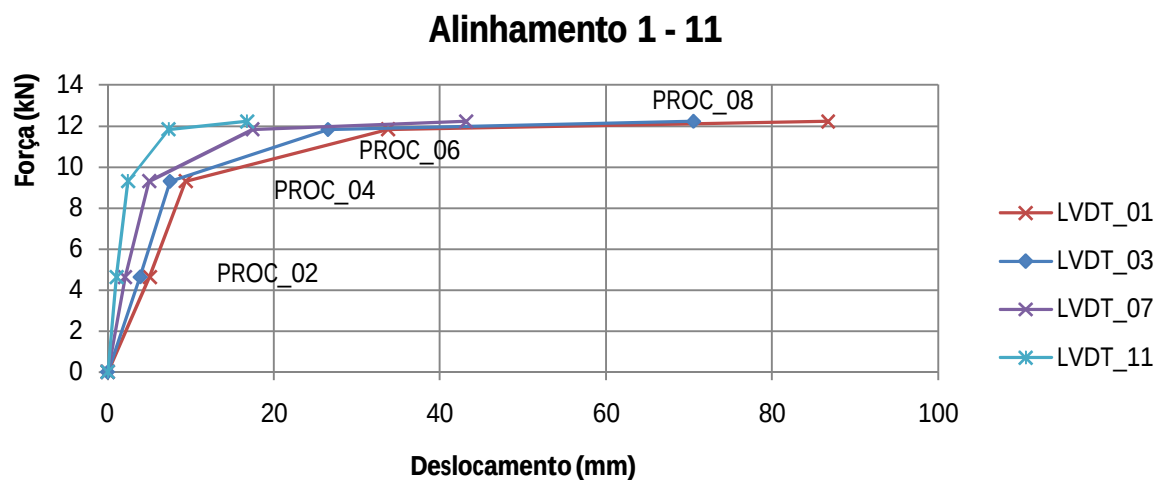


Figura 191 – Evolução da rigidez do painel em altura

Da análise dos gráficos da Figura 193, para cada uma das referidas interfaces (LVDT_01, LVDT_05 e LVDT_09), verifica-se nos pontos A_01, A_05 e A_09, uma queda brusca da força, sendo o deslocamento levado a zero, pela regularização de pressão dos “Airbags” do painel oposto. A recuperação da deformação obtida após a aplicação da carga, é conseguida à custa do procedimento de ensaio, pois a função força vs deslocamento, de carga e descarga, encontra-se desfasada no ciclo de descarga, sendo expectável uma deformação residual, que na realidade não é alcançada.

O comportamento do painel na direcção vertical poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 191. Tal como o sucedido no procedimento anterior, poderemos concluir que, pelas mesmas razões apontadas no procedimento 2, que na direcção vertical e na zona limitada pelos “Alinhamento 2-10” e “Alinhamento 4-12” a parede apresentará uma deformada evidenciando alguma curvatura.

O comportamento do painel na direcção horizontal poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 192. Tal como o sucedido no procedimento anterior, poderemos concluir, pelas mesmas razões apontadas no procedimento 2, que a parede terá um deslocamento manifestamente uniforme.

Nesta fase de ensaio, podemos concluir, que o deslocamento adquirido pelo painel de alvenaria é recuperado após a retirada do carregamento devido ao comportamento elástico do painel. À excepção do bordo inferior do painel, que continua a restringir o deslocamento, a restante envolvente de apoio terá mantido a rigidez, manifestando no entanto, após à aplicação da carga máxima, um comportamento que deixaria de antever, não fosse o tipo procedimento de ensaio usado, uma incapacidade de recuperação da deformação elástica sofrida. Neste cenário o esquema estrutural, tal como no procedimento 2, assemelha-se a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio.

No procedimento 6, foi imposto um deslocamento de 50 mm no actuador, tendo sido obtido um deslocamento máximo corrigido 17.452 mm para uma força de 11.84 kN.

Pela análise do gráfico da Figura 180, verifica-se que este procedimento desenvolveu-se em regime elasto-plástico, sendo que inicialmente a função força vs deslocamento se desenvolveu num regime linear. Após atingido o valor da força máxima, passa a ter um andamento em patamar plástico. O ciclo de descarga apresenta um grande desfasamento do ciclo de carga. A deformação residual expectável devido ao desfasamento das curvas de carga e descarga, não é alcançada. A recuperação da referida deformação residual durante o procedimento, só é conseguida pelos condicionalismos do procedimento de ensaio.

Os isovalores dos deslocamentos encontram-se apresentados na Figura 188, assim como cinco cortes ampliados, onde é possível verificar a deformação obtida em cada ponto de leitura.

Pela análise da Figura 190, constata-se que a ligação da alvenaria à viga inferior (LVDT_13) mantém a sua integridade, embora com uma pequena perda de rigidez, mantendo contudo, uma inclinação muito próxima da vertical, o que não terá afectado de maneira notória a integridade das ligações de forma a restringir os deslocamentos. O bordo superior (LVDT_01) apresentou uma queda bruta de rigidez, pela grande diminuição de inclinação da recta da função força vs deslocamento, quando comparada com a ocorrida no procedimento anterior. É de admitir que neste procedimento as ligações do interface superior foram praticamente todas destruídas. Os bordos laterais (LVDT_05 e LVDT_09) apresentam igual comportamento, mas com menor perda de rigidez, pelo que é de admitir que eventualmente ainda existam algumas ligações residuais activas.

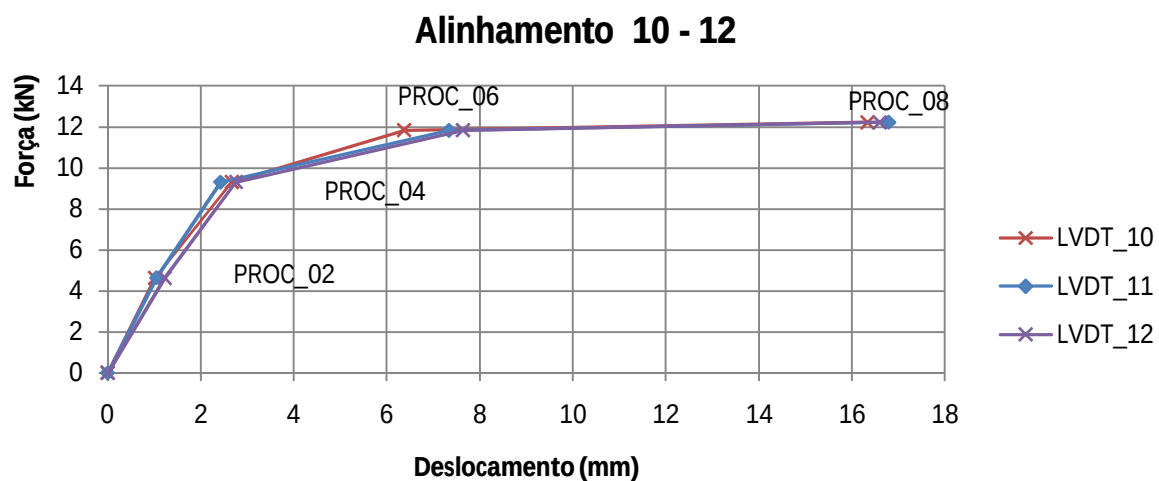
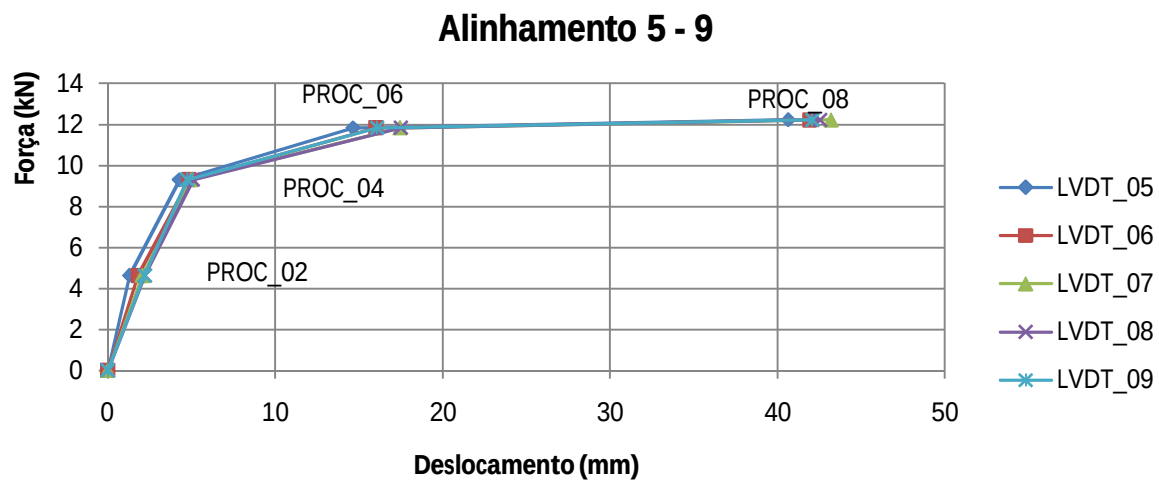
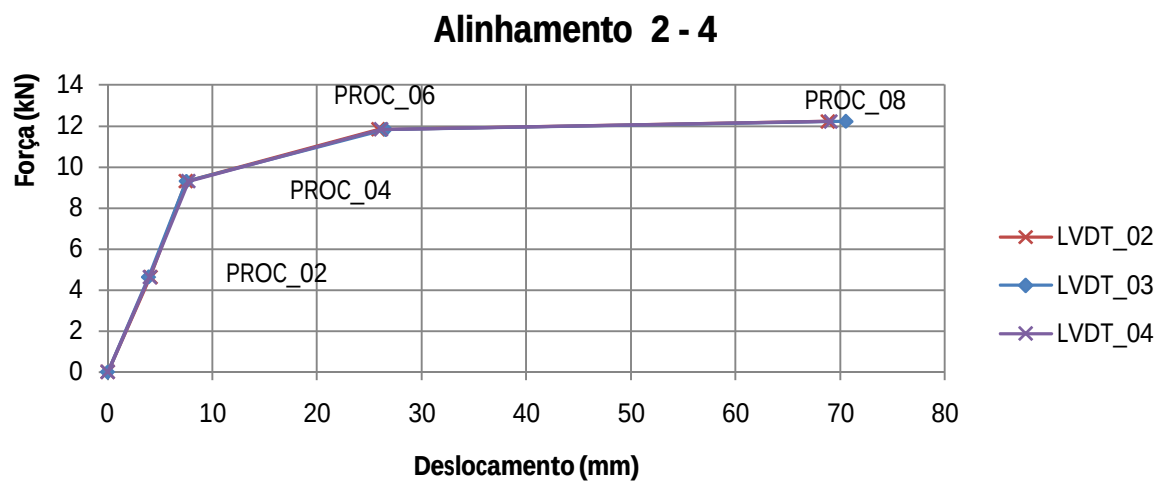


Figura 192 – Evolução da rigidez do painel em largura

O comportamento do painel na direcção vertical poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 191. Verifica-se uma perda acentuada de rigidez, continuando a manifestar-se a diminuição da inclinação das rectas. Poderemos concluir que, pelas mesmas razões apontadas nos procedimentos anteriores, na direcção vertical e na zona limitada pelos “Alinhamento 2-10” e “Alinhamento 4-12” a parede apresentará uma deformada que evidenciará alguma curvatura.

O comportamento do painel na direcção horizontal poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 192. Tal como o sucedido no procedimento anterior, poderemos concluir, pelas mesmas razões apontadas nos procedimentos anteriores, que a parede terá um deslocamento manifestamente uniforme, neste caso claramente superior pela grande perda de rigidez.

Nesta fase de ensaio, podemos concluir, que o deslocamento adquirido pelo painel de alvenaria só é recuperado devido ao procedimento de ensaio. À excepção do bordo inferior do painel, que continua a restringir o deslocamento, a restante envolvente de apoio manifestou uma grande perda de rigidez. Neste cenário o esquema estrutural, tal como no procedimento 4, assemelha-se a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio, tendendo a sua rigidez para o valor nulo.

No procedimento 8, foi imposto um deslocamento de 100 mm no actuador, tendo sido obtido um deslocamento máximo corrigido 43.198 mm para uma força de 12.23 kN. Neste ultimo procedimento, não foi possível recolher os dados dos deslocamentos na parte final do ensaio em alguns dos pontos de aquisição, devido à capacidade máxima de leitura dos mesmos.

Pela análise do gráfico da Figura 180, verifica-se que neste existe uma grande diminuição da rigidez, como pode ser verificada pela inclinação do gráfico, tendo-se manifestado um enorme patamar plástico antes do colapso final para fora do plano do painel de alvenaria

Os isovalores dos deslocamentos encontram-se apresentados na Figura 189, assim como cinco cortes ampliados, onde é possível verificar a deformação obtida em cada ponto de leitura.

Pela análise da Figura 190, constata-se que a ligação da alvenaria à viga inferior (LVDT_13) mantém a sua integridade, embora com uma pequena perda de rigidez, mantendo contudo, uma inclinação muito próxima da vertical, o que não terá afectado de maneira notória a integridade das ligações de forma a restringir os deslocamentos. O bordo superior (LVDT_01) e os bordos laterais (LVDT_05 e LVDT_09) apresentam uma rigidez no limite muito próxima do valor nulo, sendo de admitir o colapso total das ligações do interface.

O comportamento do painel na direcção vertical poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 191. Pelo desenvolvimento dos gráficos será possível, será de admitir uma deformada que evidencie alguma curvatura até determinada fase do ensaio, pois à medida que as coordenadas verticais de medição de deslocamento vão aumentando, é possível constatar uma diminuição da inclinação das rectas, o que se traduz numa perda de rigidez da parede no sentido ascendente. Na fase final do ensaio com a perda das ligações superiores e laterais, teremos uma rotura por flexão na zona inferior da parede, deixando antever uma rotação de corpo rígido.

O comportamento do painel na direcção horizontal poderá ser avaliado pela análise dos gráficos da Figura 192. Tal como o sucedido no procedimento anterior, poderemos concluir, pelas mesmas razões apontadas nos procedimentos anteriores, que a parede terá um deslocamento manifestamente uniforme, neste caso uma rigidez no limite muito próxima do valor nulo.

Nesta fase de ensaio, podemos concluir que, no limite, o esquema estrutural, tal como os procedimentos anteriores foram prognosticando, assemelha-se a um corpo em consola.

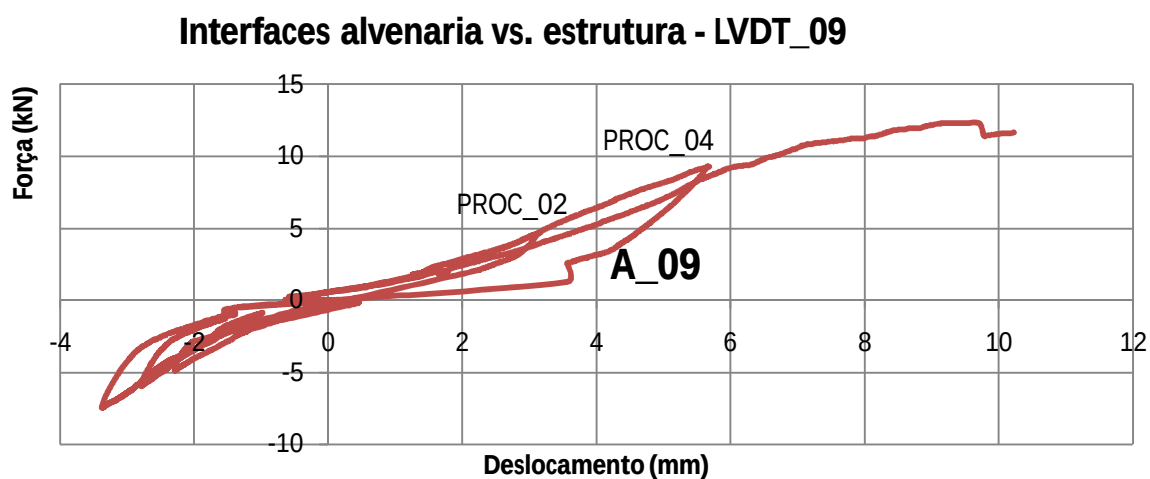
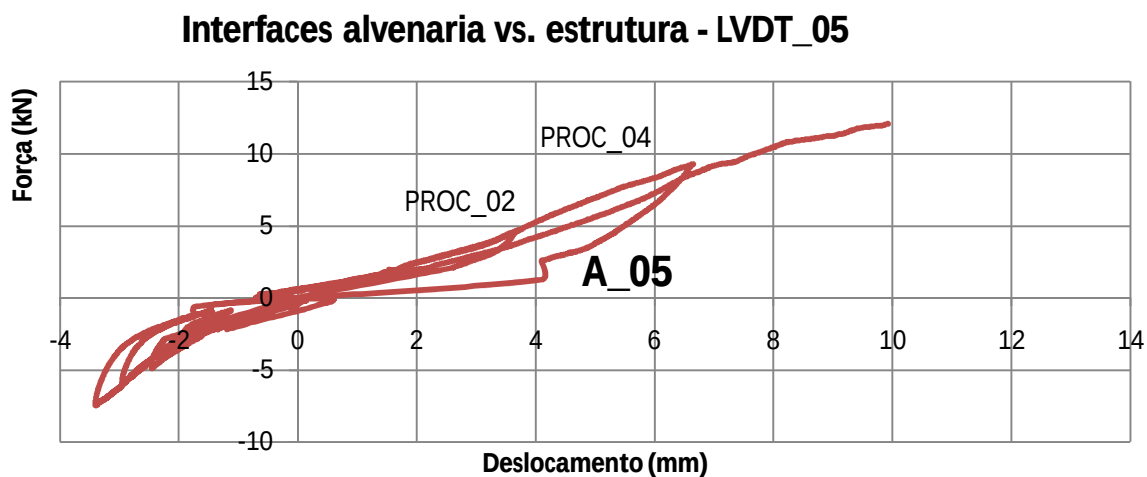
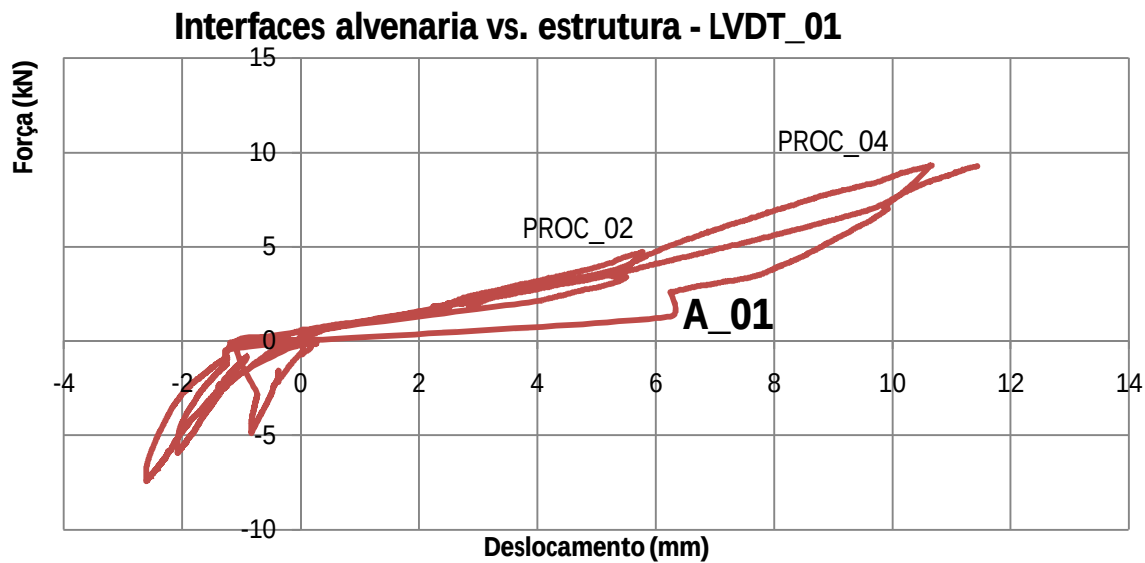


Figura 193 – Interfaces alvenaria vs. estrutura – LVDT_01, LVDT_05 e LVDT_09

6.6.3 MODELAÇÃO

Nesta secção procedeu-se à elaboração de um modelo numérico, com recurso a uma análise linear de elementos finitos, cujos resultados permitiram avaliar, ainda que de uma forma preliminar, no final de cada procedimento, o comportamento do ensaio face ao modelo experimental. Será apresentada, também, uma análise numérica com base no EC6 [30].

6.6.3.1 Modelo de elementos finitos

O ponto de partida para a modulação do painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano. O modelo de elementos finitos desenvolvido baseia-se num modelo estrutural, onde o pórtico envolvente foi substituído por “apoios”, assimilado a uma laje apoiada em quatro bordos: no bordo inferior foram restringidos os deslocamentos horizontais e verticais; nos bordos laterais e superior, dado o esmagamento das juntas de interface, os deslocamentos o obter foram condicionados, mediante a introdução de apoios “mola” que restringissem o deslocamento horizontal em função da rigidez da ligação, calibrada a partir dos resultados disponíveis no ensaio. A rigidez as diversas molas, foi calibrada a partir dos resultados experimentais do ensaio para fora do plano efectuados previamente.

Os modelos foram calibrados com base nas características mecânicas dos materiais, obtidas a partir dos ensaios apresentados capítulo 5, sendo a malha a representada na Figura 194.

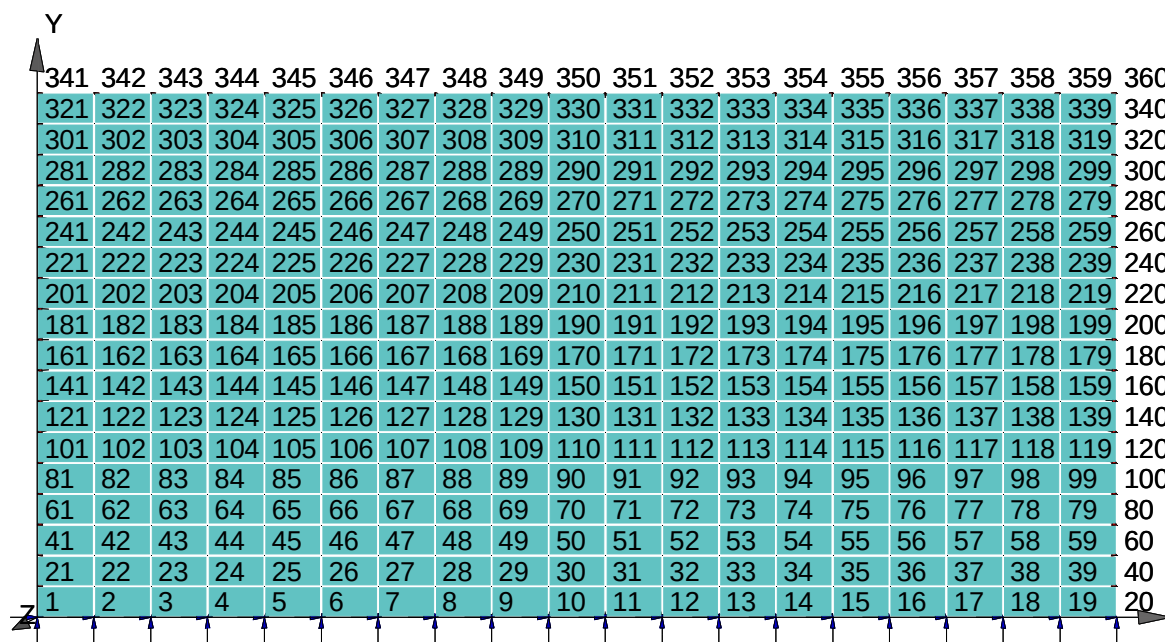
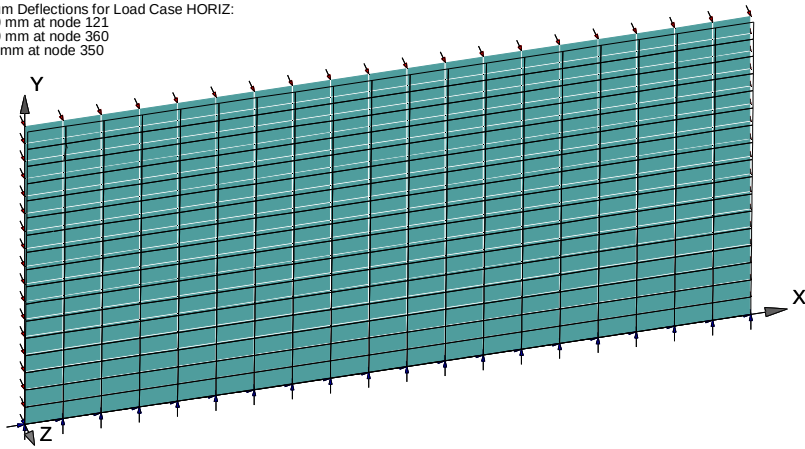


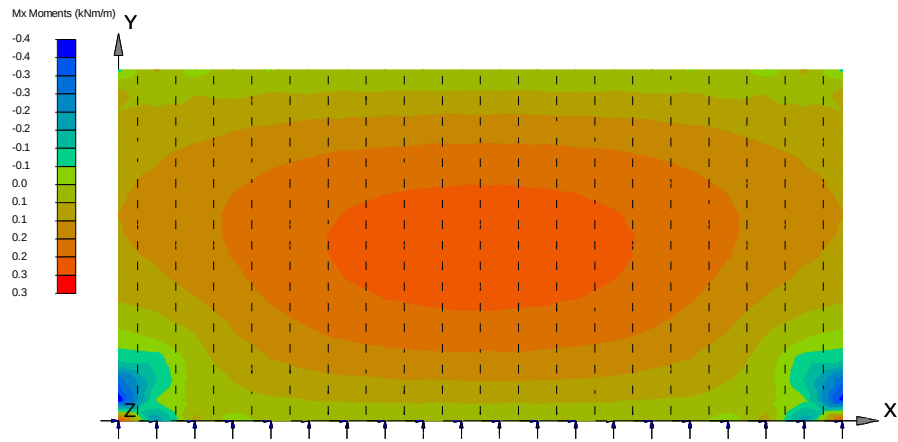
Figura 194 – Malha de elementos finitos do painel

Os resultados relativos a deslocamentos e a momentos segundo as direcções x-x e y-y da modelação efectuada, expressos em gráficos, encontram para cada procedimento representados nas Figura 195, Figura 196, Figura 197 e Figura 198.

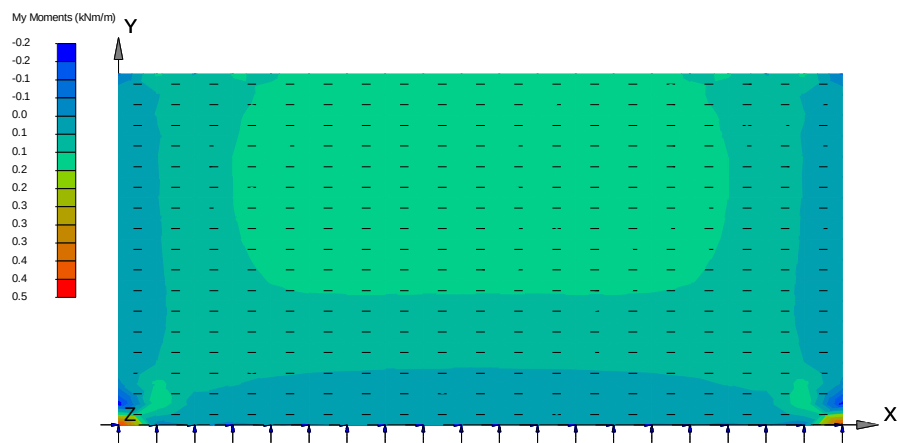
Maximum Deflections for Load Case HORIZ:
 X :-0.00 mm at node 121
 Y :-0.00 mm at node 360
 Z :-5.64 mm at node 350



a)



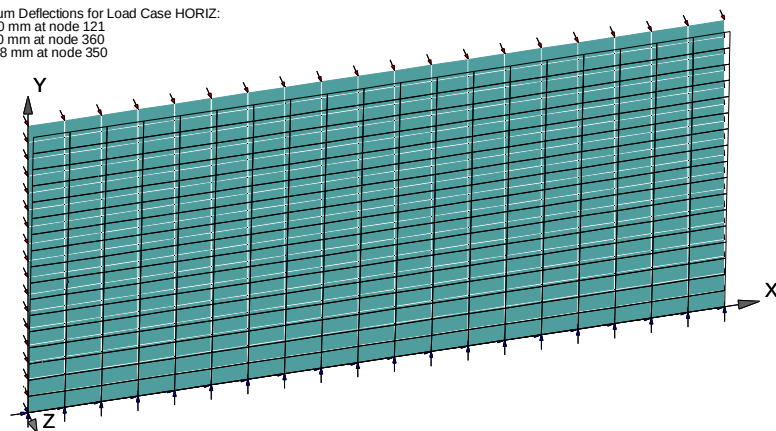
b)



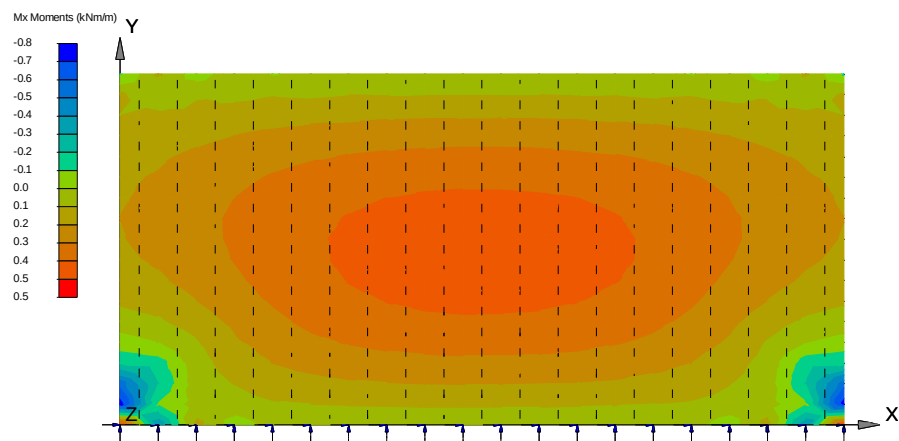
c)

Figura 195 – Procedimento 02 – a) Deslocamentos; b) Momentos segundo x-x; c) Momentos segundo y-y;

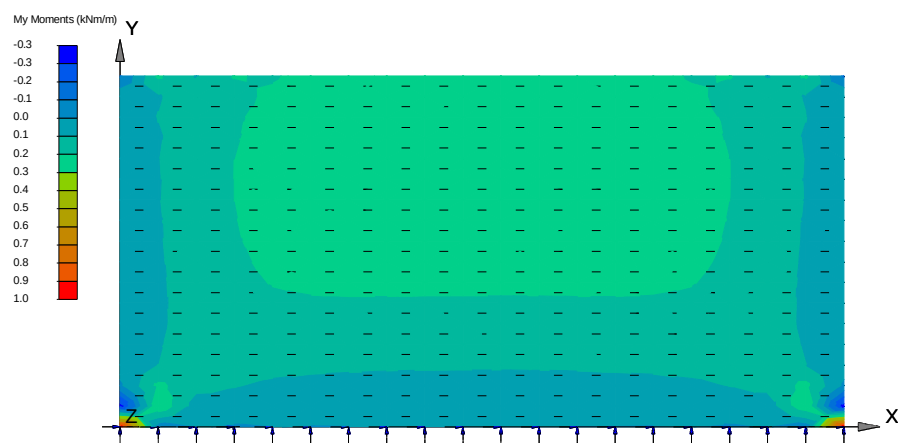
Maximum Deflections for Load Case HORIZ:
 X :-0.00 mm at node 121
 Y :-0.00 mm at node 360
 Z :11.28 mm at node 350



a)



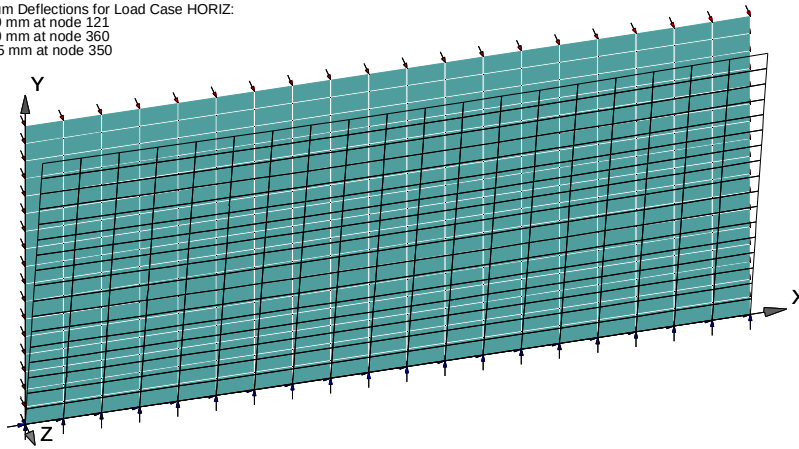
b)



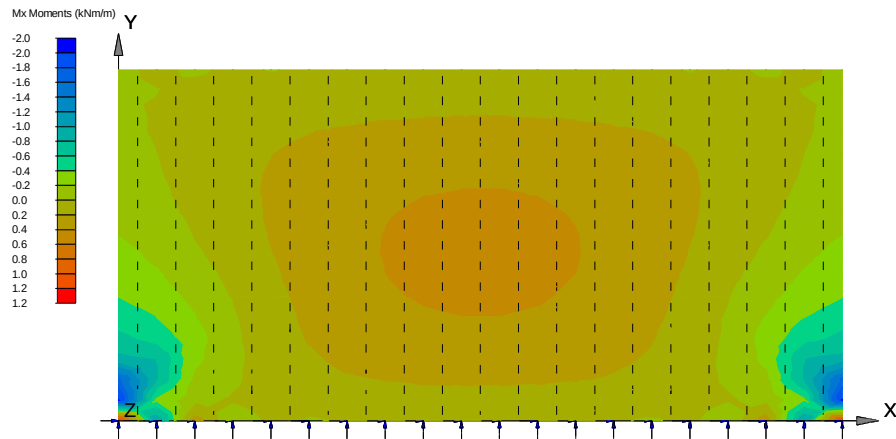
c)

Figura 196 – Procedimento 04 – a) Deslocamentos; b) Momentos segundo x-x; c) Momentos segundo y-y;

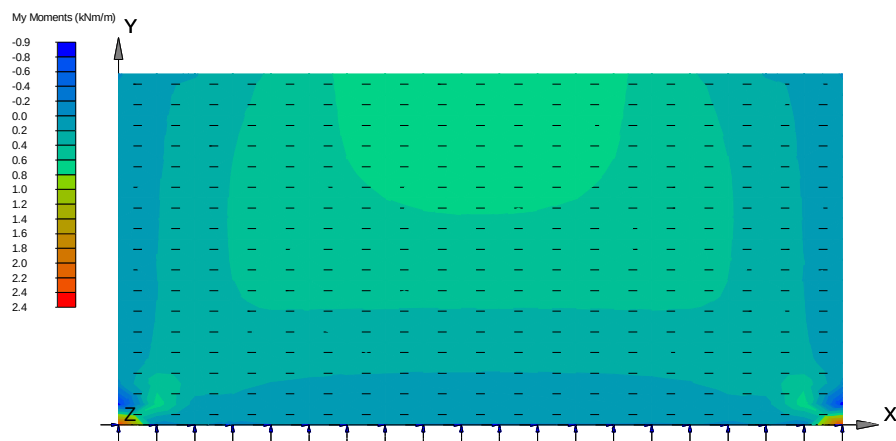
Maximum Deflections for Load Case HORIZ:
 X :-0.00 mm at node 121
 Y :-0.00 mm at node 360
 Z :33.85 mm at node 350



a)



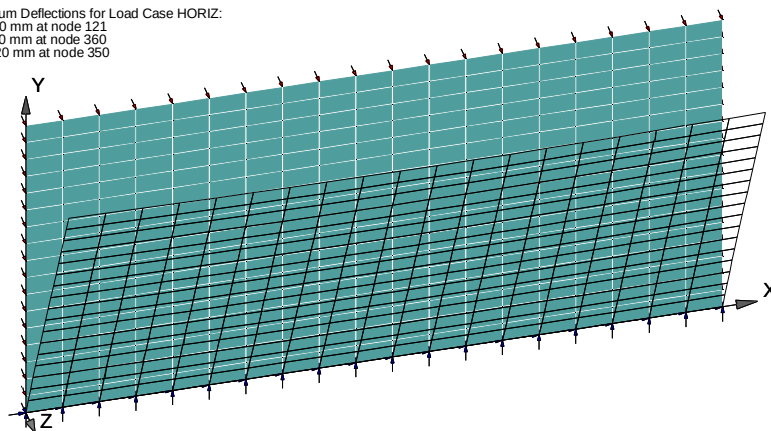
b)



c)

Figura 197 – Procedimento 06 – a) Deslocamentos; b) Momentos segundo x-x; c) Momentos segundo y-y;

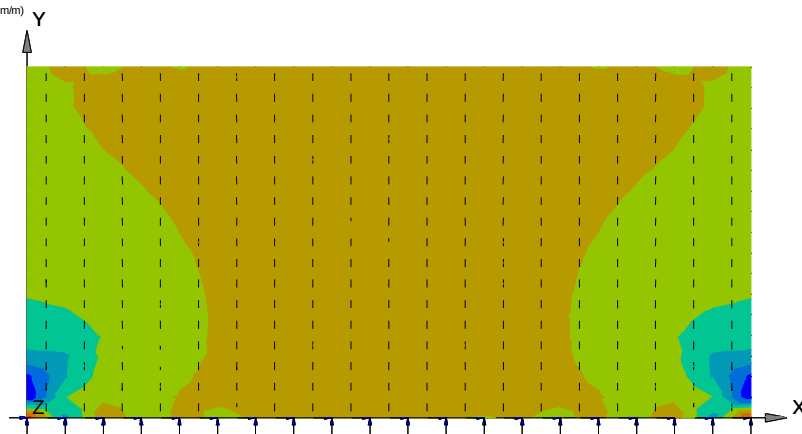
Maximum Deflections for Load Case HORIZ:
 X :-0.00 mm at node 121
 Y :-0.00 mm at node 360
 Z :84.20 mm at node 350



a)

Mx Moments (kNm/m)

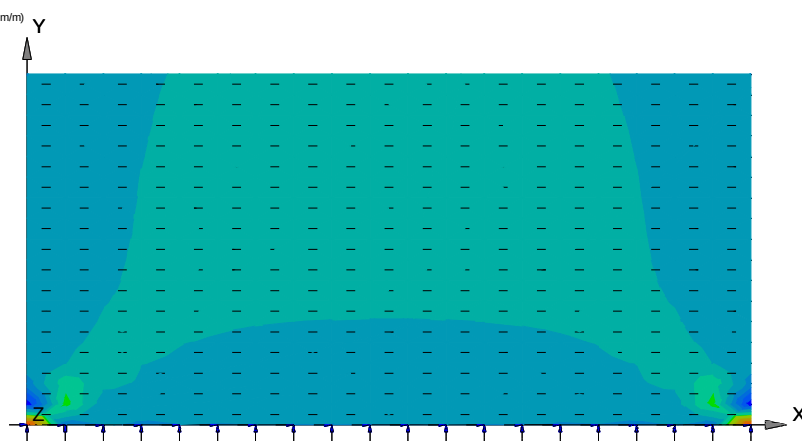
-4.9
-4.0
-3.0
-2.0
-1.0
0.0
1.0
2.0
2.5



b)

My Moments (kNm/m)

-1.9
-1.5
-1.0
-0.5
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
3.5
4.0
4.5
5.0
5.0



c)

Figura 198 – Procedimento 08 – a) Deslocamentos; b) Momentos segundo x-x; c) Momentos segundo y-y;

Os valores mais significativos de deslocamentos para cada uma das posições de aquisição foram resumidos em gráficos (Figura 199, Figura 201 e Figura 202), os quais incorporam também, informação semelhante relativa à modelação efectuada.

Constata-se uma grande proximidade no desenvolvimento nas funções de força vs deslocamento realizadas no ensaio e as obtidas por análise numérica.

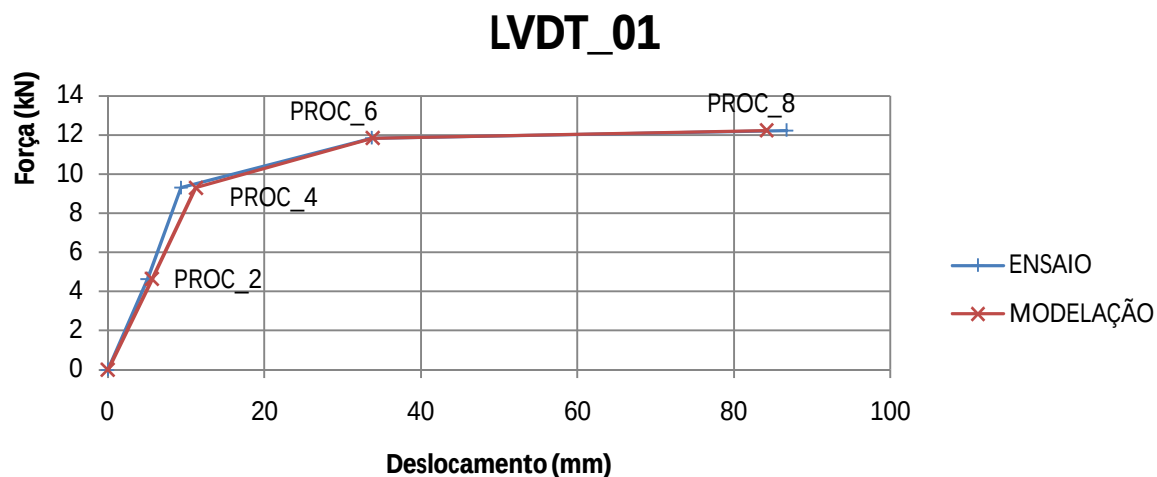


Figura 199 – Força vs. deslocamento – Valores significativos – LVDT_01

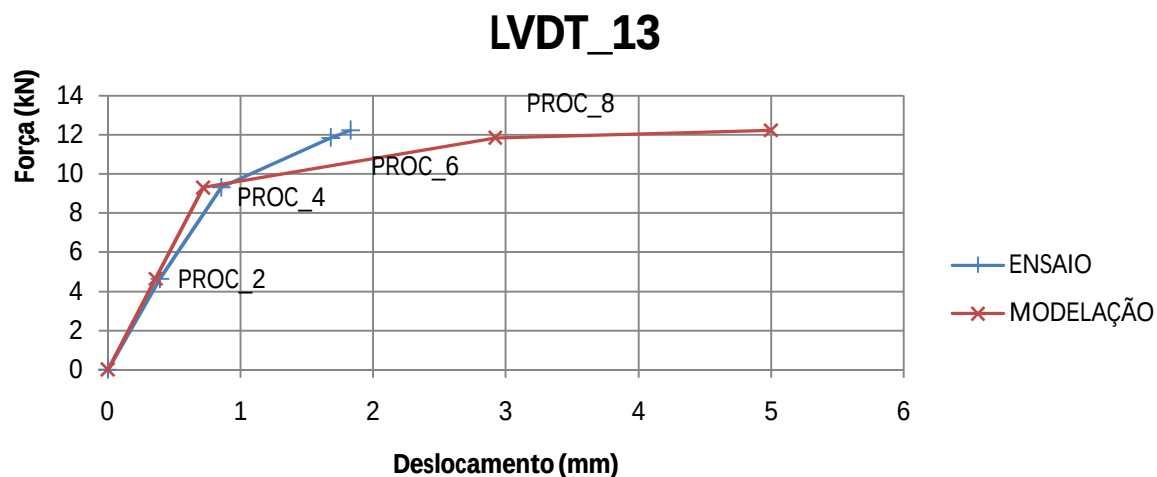
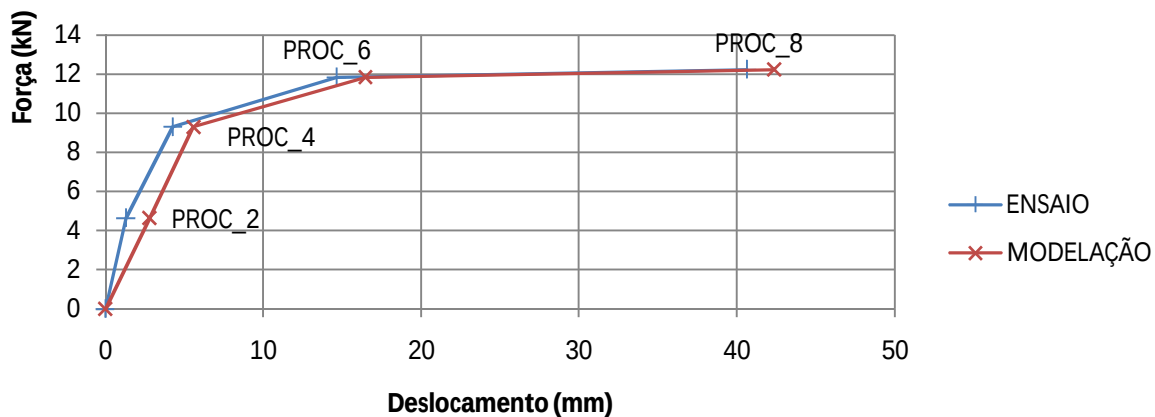
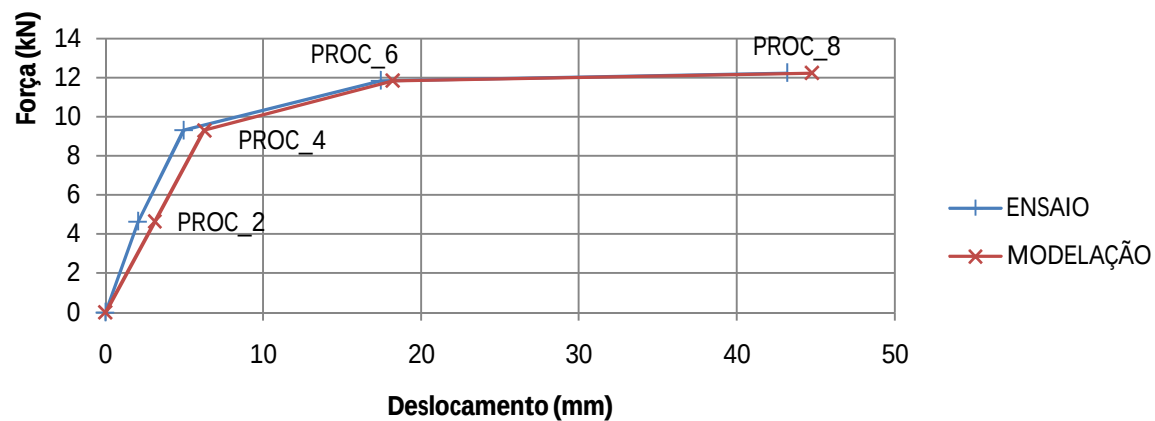


Figura 200 – Força vs. deslocamento – Valores significativos – LVDT_13

LVDT_05



LVDT_07



LVDT_09

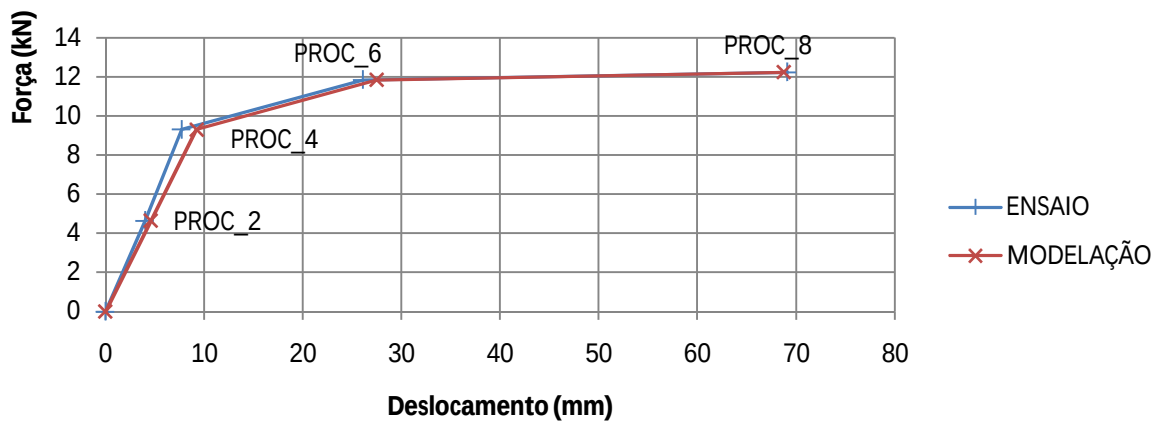


Figura 201 – Força vs. deslocamento – Valores significativos – LVDT_05, LVDT_07 e LVDT_09

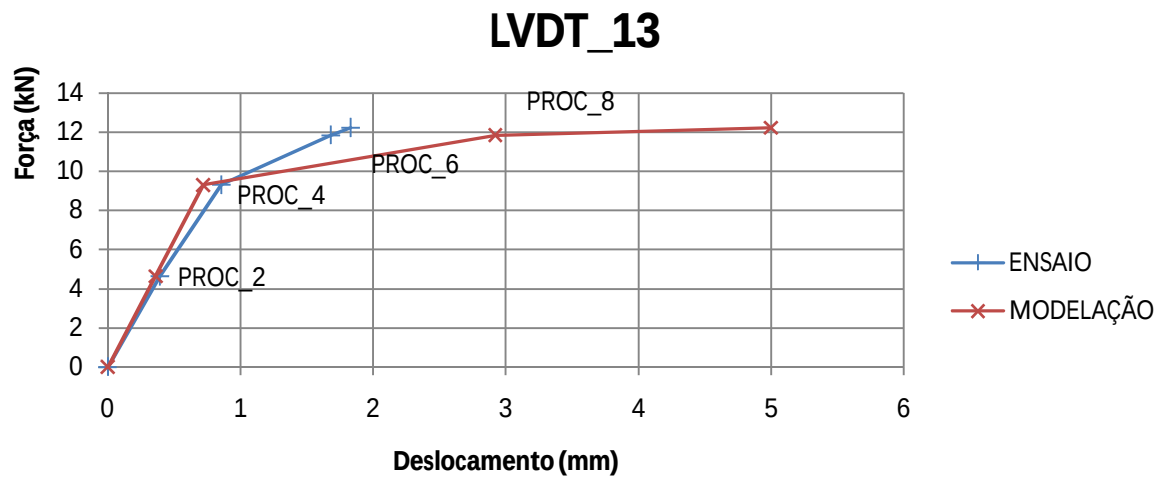


Figura 202 – Força vs. deslocamento – Valores significativos – LVDT_13

6.6.3.2 Previsão de esforços com base no Eurocódigo 6 [30]

Considerando um painel com o esquema estrutural da Figura 203– a).

Pela consulta da Figura 203 – b), temos:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 * W_{Ed} * l^2$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 * W_{Ed} * l^2$$

Onde,

$$\alpha_1 = \mu * \alpha_2$$

Sendo:

$$\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}} \quad ; \quad f_{xk1} < f_{xk2}$$

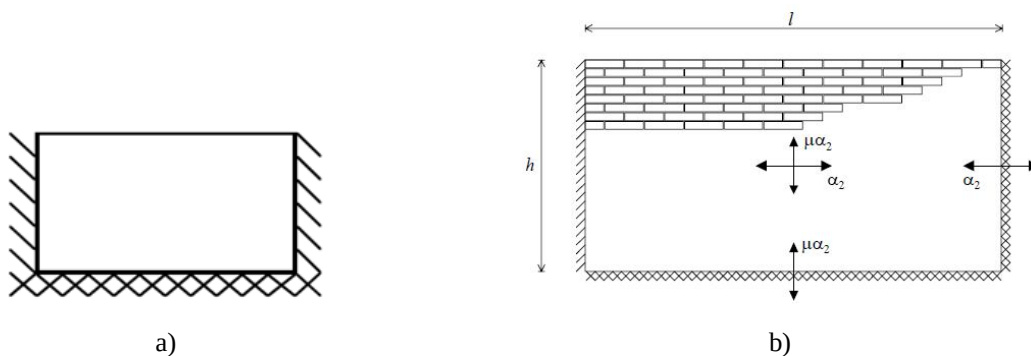


Figura 203 – a) Esquema estrutural do painel; b) – Esquema de distribuição de momentos

Dos ensaios efectuados no capítulo 4, obteve-se para a resistência à flexão nas duas direcções os valores:

$$f_{xk1} = 0.145 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad f_{xk2} = 0.501 \text{ N/mm}^2$$

Pela consulta da Tabela J do Anexo E do EC6, com:

$h=3.50 \text{ m}$; $l=1.70 \text{ m}$; $h/l = 2$, vem:

$$\mu = \frac{0.145}{0.501} = 0.3$$

Resultando então:

$$\alpha_1 = 0.381$$

$$\alpha_2 = \frac{0.381}{0.30} = 1.270$$

Para a força de carregamento:

$$F_{\text{máx}} = 12.50 \text{ kN}$$

Resulta que:

$$W_{\text{Ed}} = \frac{F_{\text{máx}}}{A} = \frac{12.50}{5.95} = 2.10 \text{ kN/m}^2$$

Donde:

$$M_{\text{Ed1}} = \alpha_1 * W_{\text{Ed}} * l^2 = 0.381 * 2.10 * 1.7^2 = 2.31 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{\text{Ed2}} = \alpha_2 * W_{\text{Ed}} * l^2 = 1.270 * 2.10 * 1.7^2 = 7.71 \text{ kN.m/m}$$

Sendo:

$$M_{\text{rd}} = f_{\text{xd}} * z; \text{ e: } z = \frac{ht^2}{6}$$

Vem então:

$$M_{\text{rd}} = f_{\text{xd}} * \frac{ht^2}{6}$$

Para:

$$h = 3.50 \text{ m}; t = 0.15 \text{ m} \quad \text{vem:} \quad M_{\text{rd1}} = 0.145 \times 10^3 * \frac{3.50 \times 0.15^2}{6} = 1.90 \text{ kN.m/m}$$

e para:

$$h = 1.70 \text{ m}; t = 0.15 \text{ m} \quad \text{vem:} \quad M_{\text{rd2}} = 0.501 \times 10^3 * \frac{1.70 \times 0.15^2}{6} = 3.20 \text{ kN.m/m}$$

Isto é, confirma-se a rotura por flexão, devido ao facto dos momentos instalados serem superiores aos resistentes, nomeadamente na direcção da altura onde o momento instalado ultrapassa em muito o resistente.

Relativamente à fenda existente a 0.25 m da base da parede (ver Figura 183-b), pode-se simular o estado que antecedeu a rotura que pelo atrás referido, corresponderá a uma laje em consola.

Assim o momento na base será:

$$M_{Ed1} = \frac{pl^2}{2}; M_{rd1} = 1.90 \text{ kN.m}$$

Para existir rotura por flexão teríamos:

$$M_{Ed1} \geq M_{rd1} \quad \text{logo,}$$

$$M_{rd} = \frac{pl^2}{2} = \frac{2.10 \cdot l^2}{2} \quad \text{e} \quad \frac{pl^2}{2} \geq 1.90 \quad \text{donde resulta:}$$

$$l = \sqrt{\frac{1.9 \cdot 2}{2.1}} = 1.35 \text{ m}$$

Ou seja, para uma consola com 1.35 m de altura, o momento resistente seria igual ao instalado.

Como o painel tem 1.70 m de altura, resulta que a rotura deveria verificar-se a:

$$l_p = 1.70 - 1.35 = 0.35 \text{ m}$$

Que é um valor próximo do verificado em ensaio (0.25 m) tendo em conta todas as incertezas e condicionalismos experimentais envolvidos.

6.7 CONCLUSÕES

O processo construtivo, além das próprias características mecânicas dos materiais incluídos no painel, conduz a diferenças significativas no nível de resistência e ductilidade dos painéis.

No ensaio no plano as interfaces são as principais responsáveis pela entrada do painel em regime não linear. Para o drift de dimensionamento, o nível de dano no painel não permite desprezar a sua influência, quer na capacidade resistente do pórtico, quer na sua rigidez.

No ensaio no plano o comportamento experimental do painel comparado com o do modelo numérico de um pórtico de betão armado não preenchido, revela duas informações importantes: 1) o painel é capaz de mobilizar uma resistência a acções horizontais muito superior à do pórtico não preenchido; 2) para o nível de drift previsto no Eurocódigo 8 a influência da alvenaria é ainda significativa, conferindo ao painel uma rigidez muito superior à do pórtico isolado.

No ensaio fora do plano, o dano introduzido pelo ensaio no plano, nomeadamente a fissuração introduzida ao longo do interface de ligação entre o tijolo e os elementos de betão, alterou de uma forma substancial as condições de apoio da alvenaria. O esmagamento verificado nas juntas verticais,

aquando do ensaio no plano parece ter prejudicado a mobilização do efeito de arco entre os apoios laterais e, conseqüentemente, o desenvolvimento de um modo de rotura condizente com um esquema estrutural de um painel apoiado em três bordos, (conforme seria espectável), favorecendo o que se veio a verificar, um esquema estrutural de um painel em consola.

No ensaio fora do plano é possível evidenciar três fases no ensaio:

- A primeira fase, entre o início do ensaio e o final do procedimento 4, evidência um comportamento elástico e atinge um “drift” máximo de 0.41%. Assemelha-se o esquema estrutural do painel a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio;
- A segunda fase, entre os procedimentos 4 e 6, atinge o valor da força máxima, passa a ter um comportamento plástico, onde o ciclo de descarga apresenta um grande desfasamento do ciclo de carga e atinge um drift máximo de 1.15%. Assemelha-se o esquema estrutural do painel a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio, tendendo a sua rigidez para o valor nulo;
- A fase final, entre o procedimento 6 e o colapso final para fora do plano do painel de alvenaria, apresenta um comportamento que evidencia a perda das ligações superiores e laterais. A rotura ocorreu por flexão na zona inferior da parede, o que corresponde a uma rotação de corpo rígido.

No ensaio fora do plano o comportamento experimental do painel quando comparado com o do modelo numérico é muito semelhante em termos de deslocamentos.

Além disso para o mesmo ensaio, a avaliação numérica de acordo com o EC6 [30], parece explicar o local no painel onde experimentalmente se verificou a rotura por flexão.

CONCLUSÕES

Este trabalho iniciou-se com uma extensa pesquisa bibliográfica. Essa pesquisa permitiu enquadrar os objectivos deste trabalho, com o que já tinha sido efectuado na área, sempre que possível tentar melhorar o que outros autores já tinham efectuado nos seus trabalhos e sempre com o intuito de inovar. Após esta fase do trabalho, procedeu-se ao enquadramento do objectivo de estudo com a realidade nacional, fazendo aqui o levantamento de dados sobre o tipo de envolvente de alvenaria nacional. Desta recolha de dados, surge então o modelo de estudo, bem como todas as caracterizações necessários inerentes ao modelo.

7.1 CONCLUSÕES DOS ENSAIOS EM PROVETES

Dos ensaios de compressão efectuados aos provetes de alvenaria, verificou-se que os provetes que apresentavam resistência à compressão mais baixa eram os provetes simples. Os provetes que demonstraram um melhor comportamento, foram os provetes de reboco armado. Quanto aos ensaios de compressão efectuados neste tipo de provetes, constatou-se um óptimo comportamento após rotura, sendo que em grande parte dos casos o provete se mantinha aglutinado, mesmo estando bastante danificado.

No que respeita aos ensaios de flexão, os provetes simples foram os que apresentaram os valores mais baixos de resistência à compressão em ambas as direcções, seguidos logo pelos provetes de reboco simples. Os provetes de reboco armado são os que apresentam valores superiores quando analisadas as duas direcções de flexão. Além de óptimos resultados apresentados numericamente, também apresentam óptimos resultados *in situ*, visto a malha colocada impedir que o provete se desagregue. Esta característica é de salientar principalmente no que visa ao estudo de soluções que procuram um boa comportamento sísmico. Os provetes de junta horizontal armada, no ensaio de flexão paralelo às juntas de assentamento apresentam resultados similares aos obtidos para os provetes de reboco simples, visto a junta de reforço colocada não interferir directamente nesta direcção de carregamento. No que respeita à flexão perpendicular às juntas de assentamento, os provetes com junta horizontal armada obtiveram resultados bastante bons, sendo apenas superados pelos resultados obtidos pelos provetes de reboco armado.

Dos ensaios de corte efectuados, os provetes simples foram os que apresentaram menor resistência característica ao corte. Os provetes de reboco armado foram os que obtiveram uma resistência ao corte mais elevada, demonstrando também um bom comportamento experimental. Este bom comportamento experimental deve-se mais uma vez ao facto de após rotura o provete se manter como uma peça única.

Quer os provetes de reboco simples, quer os provetes com junta horizontal armada, obtiveram resultados bastante similares, visto que mediante as condições de ensaio, à partida não havia nenhuma vantagem na utilização da armadura de reforço na junta de assentamento.

Dos quatro tipos de provetes estudados verificou-se que os provetes de alvenaria simples são os que apresentam as resistências mais baixas, provetes estes que são representativos das alvenarias de Portugal.

Das soluções estudadas, é de destacar o óptimo comportamento dos provetes com reboco armado. Esta solução alternativa à alvenaria simples, apresentou as resistências mais elevadas em todos os ensaios realizados. A nível de resultados de dano, em todos os ensaios os provetes de reboco armado, mantinham uma integridade estrutural, impedindo que a estrutura colapsasse. Este tipo de solução apresenta então grande utilidade quando se pretende obter painéis de alvenaria capazes de suportar acções que advêm de ocorrência “sísmica”.

7.2 CONCLUSÕES DO ENSAIO NO PLANO E FORA DO PLANO DE PAREDE DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

O processo construtivo, além das próprias características mecânicas dos materiais incluídos no painel, conduz a diferenças significativas no nível de resistência e ductilidade dos painéis.

No ensaio no plano as interfaces são as principais responsáveis pela entrada do painel em regime não linear. O nível de dano no painel, para o drift de dimensionamento, não permite o desprezo da sua influência, quer na capacidade resistente do pórtico, quer na sua rigidez.

No ensaio no plano o comportamento experimental do painel comparado com o do modelo numérico de um pórtico de betão armado não preenchido, revela duas informações importantes: 1) o painel é capaz de mobilizar uma resistência a acções horizontais muito superior à do pórtico não preenchido; 2) para o nível de drift previsto no Eurocódigo 8 a influência da alvenaria é ainda significativa, conferindo ao painel uma rigidez muito superior à do pórtico isolado.

No ensaio fora do plano, o dano introduzido pelo ensaio no plano, nomeadamente a fissuração introduzida ao longo do interface de ligação entre o tijolo e os elementos de betão, alterou de uma forma substancial as condições de apoio da alvenaria. O esmagamento verificado nas juntas verticais, aquando do ensaio no plano parece ter prejudicado a mobilização do efeito de arco entre os apoios laterais e, consequentemente, o desenvolvimento de um modo de rotura condizente com um esquema estrutural de um painel apoiado em três bordos, que seria espectável, em detrimento do que se veio a verificar, um esquema estrutural de um painel em consola.

No ensaio fora do plano é possível evidenciar três fases no ensaio:

- A primeira fase, entre o início do ensaio e o final do procedimento 4, evidência um comportamento elástico e atinge um drift máximo de 0.41%. Assemelha-se o esquema estrutural do painel a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio elástico;
- A segunda fase, entre os procedimentos 4 e 6, atinge o valor da força máxima, passa a ter um comportamento plástico, onde o ciclo de descarga apresenta um grande desfasamento do ciclo de carga e atinge um drift máximo de 1.15%. Assemelha-se o esquema estrutural do painel a um corpo em consola, embora mobilizando lateralmente e superiormente algum efeito residual de apoio elástico, tendendo a sua rigidez para o valor nulo;

- A fase final, entre o procedimento 6 e o colapso final para fora do plano do painel de alvenaria. Apresenta um comportamento que evidencia a perda das ligações superiores e laterais. A rotura ocorreu por flexão na zona inferior da parede, o que deixa antever uma rotação de corpo rígido.

No ensaio fora do plano comportamento experimental do painel quando comparado com o do modelo numérico é muito semelhante em termos de deslocamentos.

No ensaio fora do plano o comportamento do modelo numérico, de acordo com o EC6, parece explicar o local no painel onde se verificou a rotura por flexão, ocorrida por via experimental.

7.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Depois do tipo de resultados obtidos para os “muretes” de alvenaria reforçada, torna-se de todo o interesse a criação e desenvolvimento de normas para o caso de ensaios quer de resistência à compressão, quer de resistência à flexão e quer de resistência ao corte, em provetes de alvenaria reforçada.

É de todo o interesse também em trabalhos futuros, efectuar ensaios no plano e para fora do plano de painéis de alvenaria reforçada com os diferentes tipos de reforço estudados neste trabalho.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Benjamin, J. R. and Williams, H. A., "*The behaviour of one-storey reinforced concrete shear walls*", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 83, May 1957.
- [2] Jorquera, L. G., "*Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albñileria sometidos a cargas horizontales*", *Revista del IDIEM*, vol. 3, Noviembre 1964.
- [3] Stafford Smith, B., "*Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames*", *ACI journal*, vol. 65, August 1968.
- [4] Teixeira Trigo, J., "*Estruturas de painéis sob a acção de solicitações horizontais*", LNEC, Lisboa, 1968.
- [5] Bonvalet, C., et al., "*Influence des remplissages dans les bâtiments a ossatures soumis aux efforts horizontaux dûs aux vents et aux seismes*", *Annales de L'ITBTP*, vol. 276, Décembre 1970.
- [6] Mallick, D. V. and Garg, R. P., "*Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames*", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 49, June 1971.
- [7] Mainstone, R. J., "*On the stiffnesses and strengths of infilled frames*", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 4, paper 73605, 1971.
- [8] Dawson, R. V. and Ward, M. A., "Dynamic response of framed structures with infill walls", in *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering (5th WCEE)*, Rome, 1974.
- [9] Liauw, T. C., "An effective strutural system against earthquakes - infilled frames", in *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering (7th WCEE)*, Istambul, 1980.
- [10] Leuchars, J. M. and Scrivener, J. C., "*Masonry infill panels subjected to cyclic inplane loading*", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 9, June 1976.
- [11] Klingner, R. E. and Bertero, V. V., "*Infilled frames in earthquake - resistant construction*", University of California, Berkeley EERC 76-32, December 1976.
- [12] Klingner, R. E. and Bertero, V. V., "*Earthquake resistance of infilled frames*", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, June 1978.
- [13] Jurina, L., "*Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche*", *Costruire*, vol. 100, 1977.
- [14] Parducci, A. and Mezzi, M., "Repeated horizontal displacements of infilled frames having different stiffness and connetion systems.", in *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (7th. WCEE)*, Istambul, 1980.

- [15] Brokken, S. T. and Bertero, V. V., "*Studies on effects of infills in seismic resistant r/c construction*", University of California, Berkeley, UCB/EERC - 81/12, October 1981.
- [16] Bertero, V. V. and Brokken, S. T., "*Infills in seismic resistant buildings*", *Journal of Structural Engineering*, vol. 109, N° 6, June 1983.
- [17] Zarnic, R. and Tomazevic, M., "*Study of the behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading - Part II*", Ljubljana, Report ZRMZ/IKPI-85/02, 1985.
- [18] Stylianidis, K., "Cyclic behaviour of infilled r/c frames", in *Eighth Internacional Brick and Block Masonry Conference*, Dublin, 1988.
- [19] Govindan, P., Lakshmipathy, M. and Santhakumar, A. R., "Effect of openings in infilled frames subjected to lateral resersal cyclic load", in *Eight European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, 1986.
- [20] Govindan, P., Lakshmipathy, M. and Santhakumar, A. R., "*Ductility of infilled frames*", *ACI journal*, July - August 1986.
- [21] Dawe, J. L. and Seah, C. K., "*Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels*", *Journal of the Canadian Society of Civil Engineering*, vol. 16, 854-864, 1989.
- [22] Flanagan, R. D. and Bennett, R. M., "*Bidirectional behaviour of structural clay tile infilled frames*", *Journal of Structural Engineering*, vol. 125 (3), 236-244, 1999.
- [23] Angel, R., Abrams, D. and Shapiro, D., "*Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills*", Department of Civil Engineering, University of Illinois, USA, Report N° UILU-ENG-94-2005, 1994.
- [24] Calvi, G. M., Bolognini, D. and Penna, A., "Seismic Performance of Masonry-infilled R. C. Frames: Benefits of Slight Reinforcements", in *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [25] Griffith, M. C., et al., "*Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending*", *Willey interScience*, 2006.
- [26] Komaraneni, S., "*Out-of-plane seismic behaviour of brick masonry infilled panels with prior in-plane damage*", Department of Civil Engineering, IIT Kanpur, India, 2009.
- [27] Pereira, M. F. P., "*Avaliação do Desempenho das Envolventes dos Edifícios Face à Acção dos Sismos*", Departamento De Engenharia Civil, Universidade Do Minho, Guimarães, (em curso).
- [28] RGEU "*Regulamento Geral das Edificações Urbanas.* ", Decreto-Lei n.º 38 382 de Agosto, 1951
- [29] NP EN 772-16:2002 "*Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das dimensões.*", Ipp, Lisboa, 2002
- [30] EN 1996-1-1 "*Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*", Cen, Bruxelas, 2005

- [31] NP EN 772-1:2002 *"Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão."*, Ipq, Lisboa, 2002
- [32] EN 1015-11:1999 *"Methods of test for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar."*, Cen, Bruxelas, 1999
- [33] EN 1015-7:1998 *"Methods of test for mortar for masonry. Part 7: Determination of air content of fresh mortar"*, Cen, Bruxelas, 1998
- [34] LNEC E 398 *"Betões, Determinação da retracção e da expansão."*, Lneec, Lisboa, 1993
- [35] TC50-FMC. *"Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three point bend tests on notched beams."*, Rilem, 1985
- [36] Veiga, M. D. R. and Carvalho, F. R., *Argamassas de Revestimento na Reabilitação do Património Urbano*,. Lisboa.
- [37] NP EN 1052-1:2002 *"Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão."*, Ipq, Lisboa, 2002
- [38] 1052-1, N. E., *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*. IPQ, Lisboa, Ed, 2002.
- [39] NP EN 1052-2:2002 *"Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão."*, Ipq, Lisboa, 2002
- [40] NP EN 1052-3:2005 *"Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte."*, Ipq, Lisboa, 2005
- [41] NP EN 1991-1-1 *"Acções em Estruturas. Parte 1: Acções Gerais."*, Ipq, Lisboa, 2004
- [42] EN 1998-1-1 *"Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings"*, Cen, 2004
- [43] NP EN 1992-1-1 *"Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras Para Edifícios."*, Ipq, Lisboa, 2004
- [44] RSA *"Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes"*, Decreto-Lei 235/83 de 31 de Maio,
- [45] REBAP *"Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado"*, Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho, 1983
- [46] Cen, "Eurocode 2, EN 1992-1-1. Design of Concrete structures - Part1: General Rules and Rules for Buildings," ed. Brussels, Belgium: CEN, 2004, pp. 225-225.
- [47] ASCE/SEI 41-06 *"Seismic Rehabilitation of Existing Buildings"*, Asce, 2007
- [48] ATC-40 *"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings"*, Atc, 1996
- [49] FEMA 356 *"Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"*, Asce, 2000

- [50] Mehrabi, A. B., *et al.*, "*Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames*", *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, 228-228, 1996.

