



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Manuel Fernando Paulo Pereira

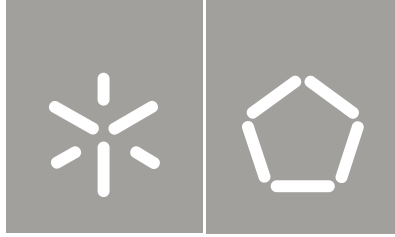
Avaliação do desempenho das envolventes
dos edifícios face à acção dos sismos

Avaliação do desempenho das envolventes
dos edifícios face à acção dos sismos

Manuel Fernando Paulo Pereira

UMinho | 2013

Julho de 2013



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Manuel Fernando Paulo Pereira

Avaliação do desempenho das envolventes
dos edifícios face à acção dos sismos

Tese de Doutoramento
Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação de
Professor Doutor José Luís Barroso Aguiar
Professor Doutor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço
Professor Doutor Aires Fernando Fernandes Leite
Camões de Azevedo

Julho de 2013

*Quem ouve, esquece.
Quem vê, lembra.
Quem faz, aprende!*

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, resultou do trabalho do autor, mas só foi possível graças à contribuição de diversas pessoas e entidades a quem se exprimem agradecimentos sinceros:

- À Universidade do Minho pela oportunidade concedida, e pelos meios científicos e materiais disponibilizados para a investigação;
- Ao Prof. Barroso Aguiar, Prof. Paulo Lourenço e Prof. Aires Camões, orientadores deste trabalho, pela importante contribuição para a minha formação científica e forma activa com que contribuíram para o desenvolvimento desta tese, assim como, pela amizade e disponibilidade demonstrada;
- À Ferreira - Build Power, nas pessoas dos meus amigos Gaspar Ferreira e Joaquim Ferreira, Administradores do grupo empresarial, que contribuíram com os meios humanos e materiais para a construção dos painéis dos ensaios estáticos e dos provetes de alvenaria, assim como, na logística disponibilizada no LNEC para a construção dos modelos e pelo fornecimento da mão-de-obra necessária à construção do último modelo ensaiado;
- À PPSEC pelo contributo financeiro concedido para a contratação de bolseiro para a realização dos ensaios laboratoriais destinados ao estudo das argamassas e pelos meios humanos disponibilizados para a realização dos ensaios dos provetes de alvenaria e dos ensaios estáticos;
- Ao meu amigo Eng.º Américo Teixeira, pelos meios humanos disponibilizados para a montagem da infraestrutura de ensaio instalada no Laboratório de Estruturas para a realização dos ensaios estáticos;
- À Habiserve pelo contributo financeiro concedido para a contratação de bolseiro para a realização dos ensaios laboratoriais destinados ao estudo dos agregados e das argamassas;
- À Fundação para a Ciência e Tecnologia que patrocinou uma parte deste trabalho de investigação;
- À Bekaert pelos materiais fornecidos, armadura de junta e malha de aço, para a realização de todos os provetes, painéis e modelos ensaiados no LNEC;
- À Sika, na pessoa do Eng.º Soares, pelos materiais específicos disponibilizados e pelo fornecimento do betão necessário à construção do último modelo ensaiado no LNEC;
- Ao Grupo ACA, pela logística disponibilizada no transporte de materiais de Lisboa para o Porto, assim como, pela remoção da totalidade dos resíduos dos ensaios produzidos no Laboratório de Estruturas;
- À Superinertes pela contribuição no fornecimento dos agregados destinados ao estudo das argamassa e pela informação técnica disponibilizada;
- À Betecna, na pessoa do Eng.º Salgado, pelo fornecimento dos agregados destinados ao estudo das argamassas e da argamassa pronta, assim como, pela disponibilidade técnica demonstrada;
- Ao Eng.º Pedro Medeiros, pelo importante contributo dado na concepção e montagem dos diferentes esquemas de ensaio, no apoio concedido na realização dos ensaios, assim como, pelo espírito crítico e empenho demonstrado na análise dos problemas, e pela sua amizade;
- Ao Eng.º Manuel Pereira e Eng.º José Ferreira, pelo importante trabalho desenvolvido no estudo e montagem dos esquemas de ensaio, assim como, na realização dos ensaios dos provetes de alvenaria e dos ensaios estáticos dos painéis. Agradeço, também, o grande contributo disponibilizado na modelação realizada em ANSYS e todas as

discussões acesas que tivemos acerca de um número indeterminável de assuntos abordados neste trabalho, assim como, o empenho e amizade demonstrados;

- Ao Eng.º João Leite pelo apoio concedido no desenvolvimento do trabalho, pelo contributo disponibilizado para o desenvolvimento do capítulo 8 e pela amizade demonstrada;
- À Eng.ª Nuri Baptista e Eng.º Hélder Cruz, pela ajuda disponibilizada na realização dos ensaios laboratoriais relativos ao estudo dos agregados e das argamassas;
- Ao Poke, Marco e Matos pela ajuda e conhecimentos técnicos disponibilizados na realização dos ensaios, assim como, pela amizade demonstrada;
- Ao Eng.º Alfredo Campos, Eng.º Paulo Candeias e funcionários do NESDE pelo importante contributo dado a este trabalho nos ensaios realizados na mesa sísmica;
- Ao Eng.º Polonia, da Ferreira - Build Power, pelo apoio logístico fornecido nos ensaios levados a efeito no LNEC;
- Ao Eng.º Jorge Leal e Eng.º Sérgio Oliveira da Ferreira - Build Power, pelo apoio disponibilizado no acompanhamento da construção dos painéis dos ensaios estáticos e dos provetes de alvenaria;
- Ao Pedro pelo empenho e criatividade desemostrada na montagem da infraestrutura de ensaio no Laboratório de Estruturas para a realização dos ensaios estáticos e pela sua amizade;
- Ao Paulo Ferreira, pela ajuda fornecida na realização de gráficos e tratamento de imagens;
- Ao meu amigo Arq.º Mário Marques pela revisão do texto e pelas dúvidas valiosas levantadas por um leigo na matéria;

Agradeço, também, a amigos e colegas que de forma directa ou indirecta contribuíram para a realização deste trabalho.

Finalmente, uma palavra de agradecimento a todas as pessoas da minha família, pelo carinho e paciência demonstrada.

RESUMO

A envolvente dos edifícios em Portugal é constituída quase exclusivamente por paredes de alvenaria, que têm principalmente a função de vedação. Apesar de não terem função estrutural, as paredes ao interagirem com a estrutura, condicionam o comportamento sísmico dos edifícios, exigindo-se-lhe sob esta óptica, um desempenho adequado, evitando 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.

Os actuais regulamentos estruturais europeus, no que concerne à segurança sísmica das estruturas exigem a verificação da segurança de elementos não estruturais quando o seu colapso acarreta riscos para pessoas ou para a estrutura principal. Os Eurocódigos estruturais quando entrarem na fase de implementação obrigatória irão impor novas exigências que deverão ser cumpridas pelos edifícios ou pelas suas partes. Tal é o caso das alvenarias de preenchimento, que deverão resistir ao movimento para fora do plano imposto pela acção dos sismos, devendo ser tomadas medidas adequadas para evitar a rotura prematura e desintegração das paredes de preenchimento, bem como, o colapso parcial ou total para fora do plano de painéis de alvenaria.

A análise dos edifícios construídos nos últimos vinte anos, concebidos de acordo com os padrões modernos, pode conduzir a conclusões preocupantes. Imagens de expulsões para fora do plano e danos severos no plano de paredes de preenchimento, em recentes actividades sísmicas em todo o mundo, fizeram sentir aos engenheiros as consequências da má prática construtiva, das soluções erradas ou projecto inadequado das estruturas.

Este trabalho tem como objectivo principal a avaliação do comportamento das paredes de preenchimento em alvenaria face à acção sísmica, enfatizado na procura da resposta de questões relativas: à caracterização dos tipos de estrutura e envolventes dos edifícios recentes; à avaliação das propriedades dos materiais constituintes das envolventes; à avaliação do comportamento das envolventes actuais, bem como, de novas soluções de envolvente, quando solicitadas pela acção dos sismos; à proposta de técnicas de reforço ou de reabilitação das envolventes; e à obtenção de ensinamentos para o projecto de edifícios novos.

Para atingir os objectivos traçados, foi realizada a caracterização do parque habitacional português, com enfoque na tipologia da envolvente e da estrutura, tendo em vista a definição dos edifícios alvo do estudo. Da caracterização destes edifícios, resultou: um modelo que representa o património edificado em Portugal desde a década de 80 do século passado, com estrutura de betão dimensionada seguindo a actual regulamentação nacional e a envolvente de parede dupla, constituída por dois panos de alvenaria rebocados nas faces exteriores; e dois modelos, representando possíveis soluções de futuro, com estrutura de betão dimensionada seguindo a normativa europeia e envolvente constituída por um pano de alvenaria simples de tijolo rebocado em ambas as faces, ou com as juntas de assentamento armadas ou com o pano revestido em ambas as faces por reboco armado.

Na prossecução dos objectivos indicados, após a caracterização dos edifícios alvo, foi realizada uma investigação experimental seguindo três vectores: a determinação das propriedades das alvenarias e dos seus componentes; a avaliação do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano; e a avaliação do comportamento dos edifícios alvo sujeitos a ensaios dinâmicos em mesa sísmica. Para esclarecimento dos resultados obtidos pela via experimental, foram realizados estudos paramétricos na procura de modelos analíticos simples que pudessem descrever o comportamento no plano e para fora do plano das paredes de preenchimento, permitindo deste modo prever a sua capacidade resistente, para diversas soluções construtivas e de geometria

Da investigação realizada foi concluído que na resposta mecânica no plano dos painéis de alvenaria quando solicitados horizontalmente é possível estabelecer uma sequência de dano relacionada com a curva de capacidade do painel, verificando-se que, geralmente, são os interfaces os principais responsáveis pela entrada do painel em regime não linear, seguindo-se-lhe o dano observado na zona corrente da alvenaria, variando entre a fendilhação diagonal e o esmagamento dos cantos superiores, e por fim, a rotura das ligações da viga com o pilar. Por outro lado, para fora do plano, a solução construtiva não rebocada foi a que apresentou a menor resistência do conjunto dos painéis ensaiados. As soluções construtivas de alvenaria com reboco armado e de alvenaria rebocada com juntas de assentamento armadas, foram aquelas que apresentaram as maiores capacidades resistentes, sendo este acréscimo de resistência conseguido à custa do reboco e da armadura. Em situação intermédia ficaram as soluções de parede dupla rebocada nas faces exteriores dos panos.

Da investigação experimental realizada na mesa sísmica foi concluído que o modelo com a estrutura de betão armado dimensionada com recurso à actual regulamentação nacional, com uma envolvente constituída por dois panos rebocados de alvenaria, teve um comportamento sísmico claramente inferior aos modelos dimensionados segundo a regulamentação europeia, com a envolvente constituída por alvenaria simples rebocada e armada.

O trabalho de investigação permitiu também, o desenvolvimento de uma metodologia de dimensionamento, apoiada nos resultados obtidos e na pesquisa realizada acerca do estado da arte, relativamente ao comportamento dos painéis no plano e para fora do plano que poderá servir de base para a verificação da estabilidade em projectos de edifícios novos ou a reabilitar.

ABSTRACT

The building envelope in Europe is usually made of masonry walls, with enclosure and infill functions. Masonry walls have a major economic importance and contribute significantly to the building performance. Even if infill walls have no load-bearing function, they contribute significantly to the seismic behavior of buildings. Therefore, their adequate structural performance is needed, avoiding the occurrence of severe in-plane damage, with very large economic losses, and the out-of-plane expulsion, which additionally represents a large hazard for human life.

Recent earthquake codes in Europe require the safety assessment of non-structural elements (parapets, veneer masonry walls, infill walls, etc.), when their collapse entails danger for people or for the main structure. The Eurocode standards, entering the mandatory stage now, incorporate new requirements to be fulfilled by buildings or their parts. Such is the case of masonry infilled RC frames whose panels, according to Eurocode 8, are explicitly required to withstand the out-of-plane movement induced by earthquakes. Appropriate measures should be taken to avoid brittle failure and premature disintegration of the infill walls, as well as the partial or total out-of-plane collapse of slender masonry panels.

The analysis of buildings constructed in the last 20 years, designed following modern standards, may lead to worrying conclusions. Images of out-of-plane expulsions and severe in-plane damage of infill walls in recent seismic activities around the world reminded engineers of the consequences of bad practice, wrong solutions or inadequate design.

This work presents the experimental work and results achieved by applying cyclic out-of-plane loads to damaged masonry infilled RC frames. The masonry panels were previously damaged by applying an in-plane cyclic load after which the cyclic out-of-plane loads were applied. The frames and panels tested follow the traditional Portuguese RC structure construction system to which different types of reinforcement have been introduced in the panels.

In order to achieve the proposed goals a residential building characterization was carried out in Portugal and it has focused in the buildings envelope and its structure so that representative samples could be studied. As a result, three models were built: a model which represents the Portuguese traditional buildings since the nineteen-eighties which has a reinforced concrete structure design according to present codes and cavity walls plastered as envelope solution; two models designed according to European legislation which aim to be a future solution where both are reinforced concrete frame with infilled masonry with either bed joint reinforcement or masonry infilled panels with external reinforcement.

An experimental campaign was carried out in order to determine: the masonry properties; out-plane panel behavior with previous in-plane damage; and building behavior subjected to dynamic tests performed in the shaking table. Parametric tests were also conducted, to establish analytical models able to reproduce in-plane and out-plane behavior leading to an estimated load bearing capacity for each model.

It was concluded that panels subjected to horizontal in-plane loads got a damage condition correlated to the load bearing panel capacity. It was noticed that the interfaces masonry/concrete behavior leads the panel to the nonlinear stage and thereafter masonry cracks in diagonal patterns occur and corners got crushed, until column and beam connection finally fails. For the out-plane tests, traditional walls had the weaker performance and both reinforced solutions had higher loadbearing capacity.

From the dynamic experimental campaign performed in the shaking table it was concluded that the traditional walls had clearly a weaker resistance than the reinforced models designed according to the European coded.

These studies also made possible the development of a design method, supported by the presented results and in-plane and out-plane behavior of reinforced concrete frames with masonry infill state of the art, can be used to verify the masonry infill stability.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificação do tema	1
1.2	Objectivo da pesquisa	2
1.3	Estrutura do trabalho	2
2	ESTADO DO CONHECIMENTO: ANÁLISE SÍSMICA	5
2.1	Introdução	5
2.2	Contexto sísmo-tectónico de Portugal	5
2.2.1	Enquadramento tectónico	5
2.2.2	Sismicidade	7
2.3	Classificação do parque habitacional português	10
2.4	Risco sísmico	11
2.4.1	Perigosidade sísmica	12
2.4.2	Vulnerabilidade sísmica	13
2.5	Análise comparativa entre o RSA[5] e o EC8[2]	14
2.5.1	Requisitos de desempenho	15
2.5.2	Classificação dos tipos de terreno	15
2.5.3	Zonamento do território	16
2.5.4	Representação da acção sísmica	17
2.5.5	Combinação da acção sísmica com outras acções	21
2.5.6	Ductilidade, classes de importância e coeficientes de comportamento	22
2.5.7	Concepção e regularidade estrutural	26
2.5.8	Análise estrutural	27
2.5.9	Elementos não estruturais	36
2.5.10	Medidas adicionais para estruturas com paredes de enchimento	36
2.5.11	Verificação de segurança	37
2.6	Conclusões do capítulo	41
3	ESTADO DO CONHECIMENTO: INTERACÇÃO DAS PAREDES DE PREENCHIMENTO COM O SISTEMA ESTRUTURAL	43
3.1	Introdução	43
3.2	Comportamento no plano	45
3.2.1	Acções horizontais monotónicas	45
3.2.2	Acções horizontais alternadas	52
3.3	Comportamento para fora do plano	69

3.3.1	Ausência de dano no plano	69
3.3.2	Acções combinadas no plano e para fora do plano	75
3.4	Comportamento face a acções dinâmicas	85
3.5	Perspectiva da <i>Federal Emergency Management Agency</i> (FEMA)	88
3.5.1	Considerações gerais	88
3.5.2	Verificações: FEMA 302 [73]	92
3.5.3	Verificações: FEMA 356 [75]	93
3.5.4	Limitação dos danos: FEMA 273 [26].....	93
3.5.5	Limitação dos danos: FEMA 306 [74].....	99
3.6	Perspectiva da <i>New Zealand Society for Earthquake Engineering</i> (NZSEE).....	107
3.6.1	Verificações: NZS 1170.5:2004 [83].....	108
3.6.2	Limitação dos danos.....	109
3.7	Perspectiva da normativa europeia	111
3.7.1	Verificações	111
3.7.2	Coeficientes de importância	112
3.7.3	Coeficientes de comportamento	112
3.7.4	Limitação dos danos.....	113
3.7.5	Dimensionamento de paredes sujeitas a acções laterais	113
3.8	Conclusões do capítulo	115
4	ESTADO DO CONHECIMENTO: OS MATERIAIS.....	117
4.1	Materiais constituintes das argamassas	117
4.1.1	Agregados.....	117
4.1.2	Ligantes	120
4.1.3	Água.....	120
4.1.4	Adições	121
4.1.5	Adjuvantes	121
4.2	Argamassas.....	121
4.2.1	Classificação das argamassas	121
4.2.2	Funções e propriedades	123
4.2.3	Resistência à compressão.....	124
4.2.4	Ductilidade	125
4.2.5	Formulação da composição de uma argamassa.....	125
4.2.6	Normalização	128
4.3	Unidades de alvenaria	128
4.3.1	Caracterização física, química e mecânica do material cerâmico	128
4.3.2	Classificação das unidades de alvenaria	129
4.3.3	Resistência à compressão.....	129
4.3.4	Características mais importantes dos tijolos de furação horizontal	130
4.3.5	Normalização	130
4.4	Paredes de alvenaria	131
4.4.1	Classificação das paredes de alvenaria	131

4.4.2	Características mecânicas das paredes de alvenaria	131
4.4.3	Normalização.....	139
4.5	Conclusões do capítulo	139
5	CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS EDIFÍCIOS ALVO DO ESTUDO	141
5.1	Caracterização do parque habitacional português.....	141
5.2	Caracterização da tipologia da envolvente e da estrutura dos edifícios	144
5.2.1	Envolvente.....	144
5.2.2	Estrutura	146
5.3	Definição dos edifícios alvo	148
5.3.1	Caracterização geométrica e construtiva dos edifícios alvo	148
5.3.2	Definição dos modelos experimentais	154
5.3.3	Campanha de ensaios	162
5.4	Conclusões do capítulo	166
6	DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS ALVENARIAS E DOS SEUS COMPONENTES	169
6.1	Argamassas	169
6.1.1	Procedimentos de ensaio.....	169
6.1.2	Ligantes	179
6.1.3	Agregados	180
6.1.4	Formulação da composição das argamassas para incorporação no Anexo Nacional do EC6 [1]	186
6.1.5	Argamassas industriais	188
6.1.6	Avaliação experimental das principais propriedades das argamassas	189
6.2	Unidades de alvenaria.....	199
6.2.1	Procedimentos de ensaio.....	199
6.2.2	Avaliação experimental das principais propriedades das unidades de alvenaria.....	203
6.3	Alvenaria de tijolo.....	208
6.3.1	Procedimentos de ensaio.....	209
6.3.2	Avaliação experimental das principais propriedades da alvenaria	215
6.4	Análise comparativa entre resultados experimentais e teórico-experimentais	250
6.4.1	Resumo das principais propriedades dos componentes da alvenaria	250
6.4.2	Resumo das principais propriedades das diferentes soluções de alvenaria	251
6.5	Conclusões do capítulo	252
7	AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA PARA FORA DO PLANO QUANDO SUJEITOS A DANO PRÉVIO NO PLANO	257
7.1	Introdução	257

7.2	Amostra.....	257
7.3	Esquema de ensaio	259
7.3.1	Ensaio no plano	260
7.3.2	Ensaio fora do plano.....	264
7.4	Análise experimental do comportamento dos painéis de alvenaria	268
7.4.1	Painel Wall_REF_01.....	269
7.4.2	Painel Wall_REF_02.....	281
7.4.3	Painéis tipo Wall_JAR	293
7.4.4	Painéis tipo Wall_RAR.....	304
7.4.5	Painéis tipo Wall_DPA.....	316
7.5	Comparação dos resultados obtidos	329
7.5.1	Ensaio no plano	329
7.5.2	Ensaio para fora do plano.....	335
7.6	Conclusões do capítulo	338
8	AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS ALVO SUJEITOS A ENSAIOS DINÂMICOS NA MESA SÍSMICA	341
8.1	Introdução.....	341
8.2	Esquema de ensaio	341
8.2.1	Geometria e lei de semelhança.....	341
8.2.2	Soluções construtivas.....	343
8.2.3	Construção dos modelos	345
8.2.4	Instrumentação	346
8.2.5	Definição das fases de ensaio.....	348
8.3	Apresentação e discussão dos resultados experimentais	348
8.3.1	Modelo 1	348
8.3.2	Modelo 2	353
8.3.3	Modelo 3	357
8.4	Nota comparativa acerca dos comportamentos observados nos ensaios estáticos e os dinâmicos.	358
8.5	Conclusões do capítulo	359
9	ESTUDOS PARAMÉTRICOS	361
9.1	Introdução.....	361
9.2	Modelo de elementos finitos.....	361
9.2.1	Apresentação do programa	362
9.2.2	Modelação dos painéis no plano	368
9.2.3	Modelação dos painéis para fora do plano.....	375
9.3	Modelos analíticos simples	381

9.3.1	Comportamento no plano	381
9.3.2	Comportamento para fora do plano	397
9.4	Proposta prática de metodologia de dimensionamento	407
9.4.1	Comportamento no plano	407
9.4.2	Comportamento para fora do plano	408
9.5	Conclusões do capítulo	408
10	CONCLUSÕES	411
10.1	Tipologia nacional de edifícios	411
10.2	Propriedades dos materiais	411
10.3	Propriedades das envolventes	412
10.4	Formulação analítica.....	413
10.5	Ensinamentos e trabalhos futuros	414
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	417
	ANEXOS	423
Anexo A	Caracterização tecnológica dos edifícios alvo do estudo	425
A.1	Ficha de recolha de dados	425
A.2	Pórticos do Modelo 1.....	426
A.3	Quadro de pilares do Modelo 1	427
A.4	Pórticos dos Modelos 2 e 3	427
A.5	Laje maciça e quadro de pilares dos Modelos 2 e 3.....	428
A.6	Laje maciça dos Modelos 1, 2 e 3.....	428
Anexo B	Avaliação experimental do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano	429
B.1	Painel Wall_JAR_01.....	429
B.2	Painel Wall_RAR_01	440
B.3	Painel Wall_DPA_01	456

ÍNDICE DE TABELAS

2 ESTADO DO CONHECIMENTO: ANÁLISE SÍSMICA	5
Tabela 2.1 - Principais eventos sísmicos ocorridos em Portugal Continental [8].	8
Tabela 2.2 - Principais eventos sísmicos ocorridos em Portugal Continental [8] (Continuação).	9
Tabela 2.3 - Classificação do parque habitacional português (Adaptado de [18]).	11
Tabela 2.4 - Comparação dos tipos de solo de acordo com o RSA [5] e EC8 [2]	16
Tabela 2.5 - Comparação dos valores de referência da aceleração de acordo com o RSA [5] e EC8 [2].	17
Tabela 2.6 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico de acordo com o Anexo Nacional do EC8 [2].	19
Tabela 2.7 - Comparação entre as classes de ductilidade definidas no REBAP [6] <i>versus</i> EC2 [22].	23
Tabela 2.8 - Classes e coeficientes de importância de acordo com o Anexo Nacional do EC2 [22].	23
Tabela 2.9 - Valor básico do coeficiente de comportamento de acordo com o EC8 [2].	24
Tabela 2.10 - Comparação dos valores dos coeficientes de comportamento definidos pelo RSA [5] e EC8 [2].	25
Tabela 2.11 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico de acordo com o EC8 [2].	27
3 ESTADO DO CONHECIMENTO: INTERACÇÃO DAS PAREDES DE PREENCHIMENTO COM O SISTEMA ESTRUTURAL	43
Tabela 3.1 - Principais trabalhos de investigação realizados com acções horizontais monotónicas [36].	46
Tabela 3.2 - Principais trabalhos de investigação realizados com acções horizontais alternadas.	52
Tabela 3.3 - Principais trabalhos de investigação realizados com acções horizontais alternadas (Continuação).	53
Tabela 3.4 - Resultados comparativos de Mehrabi <i>et al.</i> relativos à rigidez lateral [45].	62
Tabela 3.5 - Características dos modelos ensaiados por Dawe e Shear [58].	71
Tabela 3.6 - Características dos modelos ensaiados Griffith <i>et al.</i> [59].	72
Tabela 3.7 - Geometria e resumo dos resultados obtidos por Flanagan e Bennett [64].	78
Tabela 3.8 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios para fora do plano [65, 66].	80
Tabela 3.9 - Comportamento para fora do plano. Parâmetros de resistência [63, 68].	83
Tabela 3.10 - Níveis de desempenho comportamental e dano [26]	90
Tabela 3.11 - Classificação da ductilidade dos componentes em função do parâmetro, <i>DCR</i> [26].	91
Tabela 3.12 - Factor do nível de desempenho comportamental, χ [75].	93
Tabela 3.13 - Valores máximos de esbelteza relativos à dispensa da análise para fora do plano [26].	97
Tabela 3.14 - Valores do parâmetro de esbelteza, λ_2 [26].	98

4	ESTADO DO CONHECIMENTO: OS MATERIAIS.....	117
	Tabela 4.1 - Classificação das areias relativamente ao módulo de finura, <i>MF</i>	118
	Tabela 4.2 - Características dos principais ligantes usados na produção de argamassas [86].	120
	Tabela 4.3 - Classificação das argamassas [85].....	122
	Tabela 4.4 - Classificação de argamassas [88, 89].....	123
	Tabela 4.5 - Propriedades gerais das argamassas.....	123
	Tabela 4.6 - Classes de resistência à compressão das argamassas de assentamento [89].	124
	Tabela 4.7 - Classes de resistência à compressão das argamassas de reboco [88].	124
	Tabela 4.8 - Traços volumétricos de argamassas de assentamento segundo o Anexo Nacional do EC6 [1].....	127
	Tabela 4.9 - Traços volumétricos de argamassas de assentamento segundo a BS 5628 [95].	128
	Tabela 4.10 - Normas previstas na norma de especificação EN 998-2:2003 [89].	128
	Tabela 4.11 - Características do material cerâmico [86].	129
	Tabela 4.12 - Características geométricas das unidades para alvenaria do Grupo 4 [1].	129
	Tabela 4.13 - Classes de resistência das unidades para alvenaria de acordo com o Anexo Nacional do EC6 [1].	130
	Tabela 4.14 - Características mais importantes dos tijolos de furação horizontal [86].	130
	Tabela 4.15 - Normas previstas na norma de especificação NP EN 771-1:2006 [97].	130
	Tabela 4.16 - Normas previstas na norma de especificação NP EN 771-1:2006 [97] (Continuação).	131
	Tabela 4.17 - Relação entre a resistência à compressão das argamassas de idade, <i>t</i> , versus 28 dias.	135
	Tabela 4.18 - Situação normativa do CEN/TC 125 para paredes de alvenaria.	139
5	CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS EDIFÍCIOS ALVO DO ESTUDO.....	141
	Tabela 5.1 - Distribuição das soluções construtivas dos edifícios pelos diferentes períodos (Adaptado de [18]).	142
	Tabela 5.2 - Distribuição do número de pavimentos nos edifícios de betão armado (Adaptado de [18]).	143
	Tabela 5.3 - Cargas consideradas no dimensionamento dos protótipos.	151
	Tabela 5.4 - Dados gerais da acção sísmica usada no dimensionamento dos protótipos e dos modelos.	151
	Tabela 5.5 - Combinação sísmica e deslocamentos máximos em pilares dos protótipos.....	152
	Tabela 5.6 - Esforços máximos das envolventes de vigas dos protótipos.....	152
	Tabela 5.7 - Resultados seleccionados da acção sísmica dos protótipos.	153
	Tabela 5.8 - Conversão dos parâmetros físicos segundo Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude	155
	Tabela 5.9 - Valores das cargas reduzidas consideradas no dimensionamento dos modelos.	158
	Tabela 5.10 - Combinação sísmica e deslocamentos máximos em pilares do Modelo 1.....	159

Tabela 5.11 - Combinação sísmica e deslocamentos máximos em pilares do Modelo 2 e 3.	160
Tabela 5.12 - Esforços máximos das envolturas de vigas dos modelos.	160
Tabela 5.13 - Resultados seleccionados da acção sísmica do Modelo 1.	160
Tabela 5.14 - Resultados seleccionados da acção sísmica do Modelo 2 e 3.	161
Tabela 5.15 - Factores de escala médios obtidos no dimensionamento dos modelos.	162
Tabela 5.16 - Referências dos painéis e características construtivas.	165

6 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS ALVENARIAS E DOS SEUS COMPONENTES 169

Tabela 6.1 - Ligantes utilizados na produção de argamassas tradicionais.	179
Tabela 6.2 - Limites granulométricos das areias destinadas ao fabrico de argamassas de assentamento [120, 121].	180
Tabela 6.3 - Identificação e enquadramento normativo dos agregados.	181
Tabela 6.4 - Identificação das areias seleccionadas.	183
Tabela 6.5 - Características físicas das areias.	183
Tabela 6.6 - Estudo de composição da argamassa de cimento de classe M5.	185
Tabela 6.7 - Composição das argamassas usadas no estudo.	187
Tabela 6.8 - Resumo dos traços proposto para incorporar o Anexo Nacional do EC6 [1].	188
Tabela 6.9 - Características das argamassas industriais.	189
Tabela 6.10 - Resultados da resistência média à flexão e à compressão das argamassas.	192
Tabela 6.11 - Resumo dos ensaios de energia de fractura.	196
Tabela 6.12 - Dimensões das unidades de alvenaria: Comprimento, largura e altura.	204
Tabela 6.13 - Dimensões das unidades de alvenaria: Paredes exteriores e septos interiores.	204
Tabela 6.14 - Percentagem de furos das unidades de alvenaria.	205
Tabela 6.15 - Análise do resumo dos resultados face ao prescrito no EC6 [1].	205
Tabela 6.16 - Resultado do ensaio de determinação da absorção de água.	205
Tabela 6.17 - Resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade.	206
Tabela 6.18 - Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão.	207
Tabela 6.19 - Análise estatística do módulo de elasticidade e resistência à compressão.	208
Tabela 6.20 - Resistência à compressão normalizada.	208
Tabela 6.21 - Características dos provetes de alvenaria de tijolo.	208
Tabela 6.22 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PS.	216
Tabela 6.23 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PSR.	216
Tabela 6.24 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PRA.	216
Tabela 6.25 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PJHA.	216

Tabela 6.26 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PS.....	217
Tabela 6.27 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PRS.	217
Tabela 6.28 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PRA.	218
Tabela 6.29 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PJHA.	218
Tabela 6.30 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PS.	220
Tabela 6.31 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PRS.	220
Tabela 6.32 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PRA.	220
Tabela 6.33 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PJHA.	220
Tabela 6.34 - Análise estatística das características mecânicas estudadas.	221
Tabela 6.35 - Síntese dos parâmetros estudados para os diferentes tipos de provetes.	225
Tabela 6.36 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PS.	227
Tabela 6.37 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PRS.	227
Tabela 6.38 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PRA.	228
Tabela 6.39 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PJHA.	228
Tabela 6.40 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.	228
Tabela 6.41 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PS.	233
Tabela 6.42 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PRS.	233
Tabela 6.43 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PRA.	233
Tabela 6.44 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PJHA.	234
Tabela 6.45 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.	234
Tabela 6.46 - Resumo das características determinadas nos ensaios de flexão.	237
Tabela 6.47 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes tipo PS.	240
Tabela 6.48 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes PRS.	240
Tabela 6.49 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes PRA.	240
Tabela 6.50 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes PJHA.	240
Tabela 6.51 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.	241
Tabela 6.52 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PS.	245
Tabela 6.53 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PRS.	245
Tabela 6.54 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PRA.	246
Tabela 6.55 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PJHA.	246

Tabela 6.56 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.....	246
Tabela 6.57 - Resultados experimentais da resistência inicial ao corte e formulação da resistência ao corte.....	250
Tabela 6.58 - Resumo das principais propriedades da argamassa usada para assentamento e reboco.....	251
Tabela 6.59 - Resumo das principais propriedades das unidades para alvenaria.....	251
Tabela 6.60 - Resumo das principais propriedades da alvenaria: Provete PS.....	251
Tabela 6.61 - Resumo das principais propriedades da alvenaria: Provete PS (Continuação).....	252
Tabela 6.62 - Resumo das principais propriedades da alvenaria: Provete dos tipos PRS, PRA e PJHA.....	252
7 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA PARA FORA DO PLANO QUANDO SUJEITOS A DANO PRÉVIO NO PLANO	257
Tabela 7.1 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_REF_01.....	272
Tabela 7.2 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.....	276
Tabela 7.3 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_REF_02.....	285
Tabela 7.4 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.....	288
Tabela 7.5 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_JAR_02.....	296
Tabela 7.6 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.....	299
Tabela 7.7 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_RAR_02.....	308
Tabela 7.8 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.....	311
Tabela 7.9 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_PDA_02.....	321
Tabela 7.10 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.....	325
Tabela 7.11 - Resumo dos valores de referência e sequência de dano.....	330
Tabela 7.12 - Resumo dos valores de referência e sequência de dano (Continuação).....	331
Tabela 7.13 - Resistências médias máximas e propriedades dos painéis.....	332
Tabela 7.14 - Parâmetros definidores das curvas de capacidade com base nos resultados experimentais.....	334
Tabela 7.15 - Resumo dos valores de referência e previsão do modelo estrutural desenvolvido.....	336
8 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS ALVO SUJEITOS A ENSAIOS DINÂMICOS NA MESA SÍSMICA	341
Tabela 8.1 - Fases de ensaio.....	348
Tabela 8.2 - Valores dos modos de vibração medidos experimentalmente no ensaio do Modelo 1.....	351
Tabela 8.3 - Valores dos modos de vibração medidos experimentalmente no ensaio do Modelo 2.....	356

9 ESTUDOS PARAMÉTRICOS	361
Tabela 9.1 - Resumo das principais propriedades usadas no modelo de elementos finitos.	370
Tabela 9.2 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima e rigidez na modelação numérica no plano.....	374
Tabela 9.3 - Resumo das principais propriedades usadas no modelo de elementos finitos.	376
Tabela 9.4 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima na modelação numérica para fora do plano.....	380
Tabela 9.5 - Resumo das principais propriedades das soluções construtivas de alvenaria.....	382
Tabela 9.6 - Resumo dos valores de rigidez obtidos por diferentes formulações.	382
Tabela 9.7 - Resumo dos valores da carga máxima obtidos por diferentes formulações.	383
Tabela 9.8 - Cargas verticais no pano de alvenaria.	384
Tabela 9.9 - Interacção entre a alvenaria e o pórtico na acepção de Mehrabi <i>et al.</i> [45].	384
Tabela 9.10 - Interacção entre a alvenaria e o pórtico considerando a deformabilidade da viga superior.	386
Tabela 9.11 - Análise dos resultados na acepção do FEMA 306 [74].	387
Tabela 9.12 - Resumo comparativo relativo à carga máxima entre os valores experimentais e a correlação numérica.....	389
Tabela 9.13 - Resumo comparativo da carga máxima da modelação com a correlação numérica.	391
Tabela 9.14 - Resumo comparativo relativo à rigidez entre os valores experimentais e a correlação numérica.....	393
Tabela 9.15 - Resumo comparativo da rigidez da modelação com a correlação numérica.	394
Tabela 9.16 - Parâmetros definidores das curvas de capacidade propostas.	395
Tabela 9.17 - Análise comparativa entre os parâmetros definidores das curvas de capacidade.	396
Tabela 9.18 - Resumo das principais propriedades das soluções construtivas.	398
Tabela 9.19 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima pelas diferentes formulações.....	398
Tabela 9.20 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima a partir da formulação do EC6 [1].....	400
Tabela 9.21 - Resumo da carga máxima obtida pelas diferentes formulações com variação geométrica.	401
Tabela 9.22 - Resumo da carga máxima obtida pela formulação do EC6 [1] com variação geométrica.	402
Tabela 9.23 - Resumo comparativo relativo à carga máxima entre os valores experimentais e a correlação numérica.....	404
Tabela 9.24 - Resumo comparativo relativo à carga máxima entre a modelação e a correlação numérica.	406
Tabela 9.25 - Resumo comparativo entre acção sísmica e a resistência máxima dos painéis.	406
 Anexo B Avaliação experimental do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano	 429
Tabela B 1 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_JAR_01.	432

Tabela B 2 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	435
Tabela B 3 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_RAR_01.	444
Tabela B 4 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	447
Tabela B 5 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_PDA_01.	460
Tabela B 6 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.	464

ÍNDICE DE FIGURAS

2 ESTADO DO CONHECIMENTO: ANÁLISE SÍSMICA	5
Figura 2.1 - Modelo geodinâmico interpretativo para a colisão das Placas Euro-asiática e Africana [13]. ..6	
Figura 2.2 - Principais estruturas geológicas junto da Península Ibérica e as grandes descontinuidades no fundo do Oceano Atlântico junto ao Continente [13].	7
Figura 2.3 - Falhas activas e falhas possivelmente activas no território de Portugal Continental.	7
Figura 2.4 - Sismos registados no território de Portugal Continental [14].	7
Figura 2.5 - Componentes da avaliação do risco sísmico [19].	12
Figura 2.6 - Diferença de vulnerabilidade em edifícios. Sismo de L'Aquila (Fotografias do autor).	12
Figura 2.7 - Perigosidade sísmica para Portugal Continental [18].	13
Figura 2.8 - Zonamento sísmico estabelecido Portugal Continental.	16
Figura 2.9 - Ramos constituintes do espectro de resposta.	18
Figura 2.10 - Comparação dos espectros de resposta para os diversos tipos de terreno e tipos de acção sísmica, de acordo com o EC8 [2], para a cidade de Lisboa.	20
Figura 2.11 - Comparação dos espectros de resposta em rocha, EC8 [2] versus RSA [5], para as cidades do Porto, Coimbra, Lisboa e Lagos.	20
Figura 2.12 - Análise <i>pushover</i>	31
Figura 2.13 - Espectros de resposta em formato ADRS [27].	33
Figura 2.14 - Definição da curva de capacidade (Adaptado de [27, 28]).	33
Figura 2.15 - Espectro elástico e inelástico versus curva de capacidade [27].	34
Figura 2.16 - Determinação do deslocamento objectivo do sistema de um grau de liberdade equivalente [27].	35
3 ESTADO DO CONHECIMENTO: INTERACÇÃO DAS PAREDES DE PREENCHIMENTO COM O SISTEMA ESTRUTURAL	43
Figura 3.1 - Danos nas paredes de enchimento (Fotografias do autor).	44
Figura 3.2 - O efeito do enchimento no diagrama, resistência lateral versus deslocamento lateral [30]. ..	44
Figura 3.3 - Modelação de um painel de alvenaria de preenchimento por uma escora equivalente.	49
Figura 3.4 - Modelo estudado por Klingner e Bertero [47, 48].	54
Figura 3.5 - Resultados obtidos por Parducci e Mezzi [50] em dois dos modelos.	55
Figura 3.6 - Diagrama força horizontal versus deslocamento [54].	58
Figura 3.7 - Dispositivo de ensaio de um pórtico preenchido com paredes de alvenaria de tijolo à escala 1:4 [55, 56].	59
Figura 3.8 - Estrutura protótipo [45].	60
Figura 3.9 - Mecanismos de rotura [45].	61
Figura 3.10 - Mecanismos de rotura seleccionados [45].	63

Figura 3.11 - Componentes das cargas verticais que actuam na parede [45].	63
Figura 3.12 - Mecanismos de rotura [45].	66
Figura 3.13 - Mecanismos de rotura [45].	68
Figura 3.14 - Mecanismo de rotura 5 [45].	68
Figura 3.15 - Equipamento de ensaio [58].	70
Figura 3.16 - Comportamento do provete em função da carga aplicada e deformação [58].	71
Figura 3.17 - Esquema de ensaio [59].	72
Figura 3.18 - Gráfico de pressão <i>versus</i> deslocamento do Modelo 2 [59].	73
Figura 3.19 - Esquema de ensaio [63].	75
Figura 3.20 - Fendilhação exibida pelo modelo de controlo [63].	76
Figura 3.21 - Mapa de fendas e deformação obtida no ensaio para fora do plano do modelo de controlo [63].	76
Figura 3.22 - Efeito do dano no plano na resposta obtida no ensaio para fora do plano [64].	78
Figura 3.23 - Painéis usados nos ensaios [65].	79
Figura 3.24 - Características geométricas dos modelos [67].	81
Figura 3.25 - Esquema de ensaio usado [67].	82
Figura 3.26 - Rotura por colapso dos modelos [67].	82
Figura 3.27 - Vista geral do esquema de ensaio [69].	85
Figura 3.28 - Aspecto geral da estrutura ensaiada [70].	86
Figura 3.29 - Aspectos gerais do modelo [71].	87
Figura 3.30 - Vista geral do edifício ensaiado [72].	88
Figura 3.31 - Gráfico força <i>versus</i> deslocamento função da ductilidade e da gravidade dos danos [74].	89
Figura 3.32 - Determinação do diagrama teórico força <i>versus</i> deslocamento do elemento [74].	89
Figura 3.33 - Limites de deslocamento em função dos níveis de comportamento [74].	90
Figura 3.34 - Modelação do painel de preenchimento numa escora diagonal equivalente [77].	94
Figura 3.35 - Distâncias de aplicação das componentes da força axial na escora equivalente [77].	96
Figura 3.36 - Modelação do efeito negativo de um painel de preenchimento nos pilares mostrando a localização da escora.	103
Figura 3.37 - Esquema do efeito de arco assumido para resistir às forças laterais.	114
4 ESTADO DO CONHECIMENTO: OS MATERIAIS	117
Figura 4.1 - Triângulo de Feret.	119
Figura 4.2 - Resistência à flexão [1].	133
Figura 4.3 - Diagrama tensões <i>versus</i> extensões da alvenaria de acordo com o EC6 [1].	134

5	CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS EDIFÍCIOS ALVO DO ESTUDO	141
Figura 5.1	- Distribuição percentual das soluções construtivas pelos diferentes períodos (Adaptado de [18]).	142
Figura 5.2	- Período do âmbito do estudo (Adaptado de [18]).	143
Figura 5.3	- Distribuição do número de pavimentos nos edifícios de betão armados no período do estudo (Adaptado de [18]).	144
Figura 5.4	- Caracterização construtiva da envolvente.	145
Figura 5.5	- Caracterização geométrica da envolvente.	145
Figura 5.6	- Caracterização geométrica dos elementos verticais da estrutura.	146
Figura 5.7	- Caracterização geométrica dos elementos horizontais da estrutura.	147
Figura 5.8	- Caracterização geométrica das plantas dos protótipos.	149
Figura 5.9	- Caracterização geométrica dos alçados dos protótipos.	149
Figura 5.10	- Espectros de resposta usados nos protótipos.	151
Figura 5.11	- Caracterização geométrica das plantas dos modelos.	155
Figura 5.12	- Caracterização geométrica dos alçados dos modelos.	155
Figura 5.13	- Caracterização geométrica dos alçados dos modelos (Continuação).	156
Figura 5.14	- Caracterização construtiva da envolvente.	156
Figura 5.15	- Caracterização construtiva das envoltentes (Continuação).	157
Figura 5.16	- Espectros de resposta usados nos modelos.	159
Figura 5.17	- Visualização dos deslocamentos obtidos em dois dos vários modos de vibração.	161
Figura 5.18	- Localização do painel.	163
Figura 5.19	- Geometria e armadura da estrutura de betão armado do painel.	164
6	DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS ALVENARIAS E DOS SEUS COMPONENTES	169
Figura 6.1	- Agitador mecânico da coluna de peneiros.	170
Figura 6.2	- Determinação da consistência das argamassas por espalhamento.	173
Figura 6.3	- Equipamento utilizado na moldagem das argamassas.	174
Figura 6.4	- Equipamento para a realização do ensaio de flexão.	174
Figura 6.5	- Equipamento para a realização do ensaio de compressão.	175
Figura 6.6	- Aspectos do ensaio da determinação do teor em ar.	176
Figura 6.7	- Aspectos do ensaio da determinação da retracção.	177
Figura 6.8	- Características geométricas dos provetes.	178
Figura 6.9	- Aspectos genéricos do ensaio da determinação da energia de fractura.	179
Figura 6.10	- Enquadramento das areias naturais nos fusos granulométricos da BS 1200 [121].	182
Figura 6.11	- Enquadramento das areias artificiais nos fusos granulométricos da BS 1200 [121].	182

Figura 6.12 - Selecção final das areias naturais e enquadramento na norma BS 1200 [121].	184
Figura 6.13 - Selecção final das areias artificiais e enquadramento na norma BS 1200 [121].	184
Figura 6.14 - Espalhamento de algumas argamassas para a mesma razão <i>A/C</i> .	185
Figura 6.15 - Resistência das argamassas.	185
Figura 6.16 - Resistências médias à compressão das argamassas.	187
Figura 6.17 - Resistências médias à flexão das argamassas.	188
Figura 6.18 - Evolução das resistências médias à compressão das argamassas fabricadas com areia artificial.	190
Figura 6.19 - Evolução das resistências médias à compressão das argamassas fabricadas com areia natural.	190
Figura 6.20 - Evolução das resistências médias à flexão das argamassas fabricadas com areia artificial.	191
Figura 6.21 - Evolução das resistências médias à flexão das argamassas fabricadas com areia natural.	191
Figura 6.22 - Evolução das resistências médias das argamassas industriais.	192
Figura 6.23 - Resumo dos resultados do teor em ar das argamassas.	193
Figura 6.24 - Relação entre a resistência à compressão e o teor em ar das argamassas fabricadas com cimento e areia.	193
Figura 6.25 - Comportamento da retracção.	194
Figura 6.26 - Comportamento da retracção.	195
Figura 6.27 - Gráficos força <i>versus</i> deslocamento para a determinação da energia de fractura.	196
Figura 6.28 - Gráficos força <i>versus</i> deslocamento para a determinação da energia de fractura (Continuação).	197
Figura 6.29 - Gráfico da carga máxima aplicada <i>versus</i> a energia de fractura calculada.	198
Figura 6.30 - Gráfico do rácio da resistência à tracção pela resistência à compressão <i>versus</i> energia de fractura.	199
Figura 6.31 - Posições de medição.	200
Figura 6.32 - Aspectos do ensaio de absorção de água.	201
Figura 6.33 - Ilustração do esquema de ensaio.	202
Figura 6.34 - Exemplo de resultado obtido para a determinação do módulo de elasticidade - Provete 3.	206
Figura 6.35 - Exemplo de resultado obtido para a determinação da resistência à compressão - Provete 6.	207
Figura 6.36 - Exemplo dos modos de rotura obtidos.	207
Figura 6.37 - Esquema de ensaio dos provetes.	210
Figura 6.38 - Esquema de ensaio do provete.	212
Figura 6.39 - Vista dos provetes posicionados na máquina de ensaio.	212
Figura 6.40 - Esquema de ensaio corte dos provetes.	214

Figura 6.41 - Exemplo de resultado obtido para a determinação do módulo de elasticidade - Provetes PJHA5.	215
Figura 6.42 - Exemplo de resultado obtido para a determinação do coeficiente de Poisson - Provetes PJHA5.	217
Figura 6.43 - Envoltentes das tensões <i>versus</i> deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à compressão.	218
Figura 6.44 - Envoltentes das tensões <i>versus</i> deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à compressão (Continuação).....	219
Figura 6.45 - Diagrama de tensões <i>versus</i> deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes relativos ao ensaio de resistência à compressão.	219
Figura 6.46 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.	222
Figura 6.47 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.	223
Figura 6.48 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.	224
Figura 6.49 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.....	225
Figura 6.50 - Envoltentes de forças <i>versus</i> deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à flexão na direcção paralela às juntas.	226
Figura 6.51 - Diagramas de forças <i>versus</i> deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência à flexão na direcção paralela às juntas.	227
Figura 6.52 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.	229
Figura 6.53 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.	229
Figura 6.54 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.	230
Figura 6.55 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.....	231
Figura 6.56 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJAH.....	231
Figura 6.57 - Envoltentes de forças <i>versus</i> deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à flexão na direcção perpendicular às juntas.	232
Figura 6.58 - Diagramas de forças <i>versus</i> deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência à flexão na direcção perpendicular às juntas.....	232
Figura 6.59 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.	234
Figura 6.60 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.	235
Figura 6.61 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.	236
Figura 6.62 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.....	236
Figura 6.63 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.....	237
Figura 6.64 - Envoltentes das forças <i>versus</i> deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência inicial ao corte.	239
Figura 6.65 - Diagramas de forças <i>versus</i> deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência inicial ao corte.	240
Figura 6.66 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.	241
Figura 6.67 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.	242

Figura 6.68 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.	243
Figura 6.69 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.	243
Figura 6.70 - Envoltentes das forças <i>versus</i> deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência inicial ao corte com precompressão.	244
Figura 6.71 - Diagramas de forças <i>versus</i> deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência inicial ao corte com precompressão.	245
Figura 6.72 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.	247
Figura 6.73 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.	247
Figura 6.74 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.	248
Figura 6.75 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.	248
Figura 6.76 - Representação gráfica do ângulo de atrito.	249

7 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA PARA FORA DO PLANO QUANDO SUJEITOS A DANO PRÉVIO NO PLANO 257

Figura 7.1 - Aspectos da construção dos pórticos.	258
Figura 7.2 - Construção da alvenaria de preenchimento.	259
Figura 7.3 - Transporte dos painéis.	259
Figura 7.4 - Infraestrutura para o ensaio no plano.	260
Figura 7.5 - Pormenorização das bases metálicas de apoio.	261
Figura 7.6 - Tirantes de transmissão de carga alternada.	261
Figura 7.7 - Sistema de tirantes de reacção.	262
Figura 7.8 - Mapa de instrumentação para o ensaio no plano.	263
Figura 7.9 - Detalhe da Instrumentação de aquisição de deslocamentos.	263
Figura 7.10 - Ciclos de aplicação de carga no ensaio no plano.	264
Figura 7.11 - Infraestrutura para o ensaio fora do plano.	265
Figura 7.12 - Infraestrutura de transmissão de carga.	266
Figura 7.13 - Aplicação da carga em quatro pontos.	266
Figura 7.14 - Mapa de instrumentação para o ensaio para fora do plano.	267
Figura 7.15 - Sistema de aquisição de deslocamento.	267
Figura 7.16 - Vista geral do painel colocado na infraestrutura de ensaio para fora do plano.	268
Figura 7.17 - Padrão de fendilhação do painel Wall_REF_01.	269
Figura 7.18 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_01.	270
Figura 7.19 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_REF_01.	271
Figura 7.20 - Comportamento localizado do painel Wall_REF_01.	271
Figura 7.21 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio para fora do plano, Wall_REF_01.	273

Figura 7.22 - Padrão de fendilhação.	274
Figura 7.23 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_01.	274
Figura 7.24 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.....	275
Figura 7.25 - Diagrama ampliado da curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.	275
Figura 7.26 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01. ...	277
Figura 7.27 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01. ...	277
Figura 7.28 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01. ...	278
Figura 7.29 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 4. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01. ...	278
Figura 7.30 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	279
Figura 7.31 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	280
Figura 7.32 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	280
Figura 7.33 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	281
Figura 7.34 - Padrão de fendilhação do painel Wall_REF_02.	282
Figura 7.35 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_02.	282
Figura 7.36 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_REF_02.	283
Figura 7.37 - Comportamento localizado do painel Wall_REF_02.	284
Figura 7.38 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.	286
Figura 7.39 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.	287
Figura 7.40 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_02.	287
Figura 7.41 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.....	288
Figura 7.42 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02. ...	289
Figura 7.43 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02. ...	289
Figura 7.44 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02. ...	290
Figura 7.45 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	291
Figura 7.46 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	291
Figura 7.47 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	292
Figura 7.48 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	292
Figura 7.49 - Padrão de fendilhação do painel Wall_JAR_02.	293
Figura 7.50 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_02.	294
Figura 7.51 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_JAR_02.	295
Figura 7.52 - Comportamento localizado do painel Wall_JAR_02.	295
Figura 7.53 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.	298
Figura 7.54 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.....	298

Figura 7.55 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_02.	299
Figura 7.56 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.	299
Figura 7.57 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02. ..	300
Figura 7.58 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02. ..	301
Figura 7.59 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02. ..	301
Figura 7.60 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	302
Figura 7.61 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	303
Figura 7.62 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	303
Figura 7.63 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	304
Figura 7.64 - Padrão de fendilhação do painel Wall_RAR_02.	305
Figura 7.65 - Fendilhação oculta observada no painel Wall_RAR_02.	305
Figura 7.66 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_RAR_02.	306
Figura 7.67 - Comportamento localizado do painel Wall_RAR_02.	307
Figura 7.68 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.	309
Figura 7.69 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.	310
Figura 7.70 - Fendilhação observada no painel Wall_RAR_02.	310
Figura 7.71 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.	311
Figura 7.72 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02. ..	312
Figura 7.73 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02. ..	313
Figura 7.74 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02. ..	313
Figura 7.75 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	314
Figura 7.76 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	315
Figura 7.77 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	315
Figura 7.78 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	316
Figura 7.79 - Grampos de ligação.	317
Figura 7.80 - Padrão de fendilhação do pano exterior do painel Wall_DPA_02.	317
Figura 7.81 - Padrão de fendilhação do pano interior do painel Wall_DPA_02.	318
Figura 7.82 - Fendilhação observada no painel Wall_DPA_02.	318
Figura 7.83 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_DPA_02.	319
Figura 7.84 - Comportamento localizado do painel Wall_DPA_02.	320
Figura 7.85 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.	322
Figura 7.86 - Padrão de fendilhação do pano exterior do painel Wall_DPA_02.	323
Figura 7.87 - Padrão de fendilhação do pano interior do painel Wall_DPA_02.	323

Figura 7.88 - Estado após o ensaio do painel Wall_DPA_02.	324
Figura 7.89 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.	324
Figura 7.90 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02. ...	325
Figura 7.91 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02. ...	326
Figura 7.92 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02. ...	326
Figura 7.93 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	327
Figura 7.94 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	328
Figura 7.95 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	328
Figura 7.96 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	329
Figura 7.97 - Diagrama tipo de resposta da curva de capacidade <i>versus</i> dano.	331
Figura 7.98 - Diagrama teórico de resposta da curva de capacidade [45].	331
Figura 7.99 - Resumo das curvas de capacidade dos painéis. Ensaio no plano.	333
Figura 7.100 - Resumo das curvas de capacidade dos painéis. Ensaio para fora do plano.	335
8 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS ALVO SUJEITOS A ENSAIOS DINÂMICOS NA MESA SÍSMICA	341
Figura 8.1 - Mesa sísmica do NESDE do LNEC.	342
Figura 8.2 - Esquema de localização das massas adicionais nos alçados.	342
Figura 8.3 - Detalhes construtivos do Modelo 1.	343
Figura 8.4 - Detalhes construtivos do Modelo 2.	344
Figura 8.5 - Detalhes construtivos do Modelo 3.	345
Figura 8.6 - Construção dos modelos.	346
Figura 8.7 - Instrumentação dos modelos.	347
Figura 8.8 - Sala de controlo da mesa sísmica com equipamento de controlo da mesa e de aquisição da instrumentação.	347
Figura 8.9 - Sucessão de expulsão para fora do plano da envolvente e colapso da estrutura do Modelo 1.	349
Figura 8.10 - Valor máximo da aceleração na base do Modelo 1.	350
Figura 8.11 - Valor dos deslocamentos entre pisos do Modelo 1.	350
Figura 8.12 - Acelerações máximas no pano exterior das paredes de preenchimento do Modelo 1.	353
Figura 8.13 - Acelerações máximas no pano interior das paredes de preenchimento do Modelo 1.	353
Figura 8.14 - Aspecto geral do Modelo 2 após o ensaio.	354
Figura 8.15 - Valor máximo da aceleração na base do Modelo 2.	354
Figura 8.16 - Valor dos deslocamentos entre pisos do Modelo 2.	355
Figura 8.17 - Acelerações máximas das paredes de preenchimento do Modelo 2.	357
Figura 8.18 - Aspecto geral do Modelo 3 após o ensaio.	358

Figura 8.19 - Aspecto geral após os ensaios do canto inferior direito da alvenaria de preenchimento... 359

9 ESTUDOS PARAMÉTRICOS 361

Figura 9.1 - Elemento *SOLID65* do *ANSYS*. 362

Figura 9.2 - Superfície de rotura no espaço de tensões principais para estados de solitação biaxial ou aproximadamente biaxial. 364

Figura 9.3 - Geometria e a localização do elemento *LINK180*. 364

Figura 9.4 - Ponto de detecção de contacto no ponto de Gauss. 365

Figura 9.5 - Projecção da superfície. 366

Figura 9.6 - Modelo de atrito de Coulomb. 367

Figura 9.7 - Modelos usados na modelação de elementos finitos. 369

Figura 9.8 - Modelos usados na modelação de elementos finitos (Continuação). 370

Figura 9.9 - Exemplos de alguns comportamentos observados nos interfaces a partir da modelação em *ANSYS*. Comportamento dos interfaces: *Wall_JAR*. 371

Figura 9.10 - Exemplos de alguns comportamentos observados a partir da modelação em *ANSYS*. Deslocamentos: *Wall_REF_01* 371

Figura 9.11 - Análise comparativa no plano entre os resultados experimentais e a modelação numérica, em termos da relação força *versus* deslocamento no plano. 372

Figura 9.12 - Resultados da modelação numérica no plano com a variação geométrica dos painéis. ... 373

Figura 9.13 - Resultados da modelação numérica no plano nas diferentes soluções construtivas com a geometria de referência. 375

Figura 9.14 - Exemplos de alguns comportamentos observados a partir da modelação em *ANSYS*. 377

Figura 9.15 - Análise comparativa para fora do plano entre os resultados experimentais e a modelação numérica. 378

Figura 9.16 - Resultados da modelação numérica para fora do plano com a variação geométrica dos painéis. 379

Figura 9.17 - Relação entre as grandezas Y_1 e X_1 389

Figura 9.18 - Relação entre as grandezas Y_2 e X_2 390

Figura 9.19 - Relação entre as grandezas Y_3 e X_3 392

Figura 9.20 - Relação entre as grandezas Y_4 e X_4 394

Figura 9.21 - Comparação entre os diagramas teóricos de resposta experimentais e da proposta. 396

Figura 9.22 - Relação entre as grandezas Y_5 e X_5 404

Figura 9.23 - Relação entre as grandezas Y_6 e X_6 405

Anexo A Caracterização tecnológica dos edifícios alvo do estudo 425

Figura A 1 - Ficha tipo de recolha de dados. 425

Figura A 2 - Pórticos do Modelo 1. 426

Figura A 3 - Quadro de pilares do Modelo 1.	427
Figura A 4 - Pórticos dos Modelo 2 e 3.	427
Figura A 5 - Pórticos dos Modelo 2 e 3 (Continuação).	428
Figura A 6 - Quadro de pilares dos Modelos 2 e 3.	428
Figura A 7 - Laje maciça dos Modelos 1, 2 e 3.	428
Anexo B Avaliação experimental do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano	429
Figura B 1 - Padrão de fendilhação do painel Wall_JAR_01.	429
Figura B 2 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_01.	430
Figura B 3 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_JAR_01.	431
Figura B 4 - Comportamento localizado do painel Wall_JAR_01.	431
Figura B 5 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	433
Figura B 6 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	434
Figura B 7 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_01.	434
Figura B 8 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	435
Figura B 9 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	436
Figura B 10 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	437
Figura B 11 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.	437
Figura B 12 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	438
Figura B 13 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	439
Figura B 14 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	439
Figura B 15 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	440
Figura B 16 - Padrão de fendilhação do painel Wall_RAR_01.	441
Figura B 17 - Fendilhação observada no painel Wall_RAR_01.	442
Figura B 18 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_RAR_01.	443
Figura B 19 - Comportamento localizado do painel Wall_RAR_01.	443
Figura B 20 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	445
Figura B 21 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	446
Figura B 22 - Diagrama ampliado da curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	446
Figura B 23 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	448
Figura B 24 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	449
Figura B 25 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	449

Figura B 26 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 4. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01..	450
Figura B 27 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	450
Figura B 28 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	451
Figura B 29 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	452
Figura B 30 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	452
Figura B 31 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	453
Figura B 32 - Fendilhação observada no painel Wall_RAR_01 devida à aplicação de cargas localizadas.	454
Figura B 33 - Curva de capacidade do painel devida à aplicação de cargas localizadas. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	454
Figura B 34 - Isovalores da parede ensaiada - Cargas localizadas. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.	455
Figura B 35 - Dano observado na zona superior do painel desconstruído Wall_RAR_01.	456
Figura B 36 - Dano observado na zona inferior do painel desconstruído Wall_RAR_01.	456
Figura B 37 - Padrão de fendilhação do pano exterior do painel Wall_DPA_01.	457
Figura B 38 - Padrão de fendilhação do pano interior do painel Wall_DPA_01.	457
Figura B 39 - Fendilhação observada no painel Wall_DPA_01.	458
Figura B 40 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_DPA_01.	459
Figura B 41 - Comportamento localizado do painel Wall_DPA_01.	459
Figura B 42 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.	462
Figura B 43 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.	462
Figura B 44 - Estado após o ensaio do painel Wall_DPA_01.	463
Figura B 45 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.	463
Figura B 46 - Diagrama ampliado da curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.	464
Figura B 47 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01..	465
Figura B 48 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01..	465
Figura B 49 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01..	466
Figura B 50 - Comportamento do painel nas zonas de interface.	467
Figura B 51 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.	468
Figura B 52 - Evolução da rigidez na direcção vertical.	468
Figura B 53 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.	469

1 INTRODUÇÃO

A envolvente dos edifícios em Portugal é constituída quase exclusivamente por paredes de alvenaria, que têm principalmente funções de vedação e enchimento. As paredes constituem um dos subsistemas mais importantes presentes nos edifícios, separando o ambiente interior do exterior e sendo 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 à qualidade da construção, pois são um dos subsistemas onde se verificam maiores deficiências 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. As paredes representam o maior volume de materiais num edifício, com cerca de $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de área em planta, correspondendo a cerca de 35% do peso do edifício. As paredes interagem com a produção de praticamente todos os demais subsistemas, impondo o cronograma de trabalhos e a sequência de execução das demais tarefas. As paredes de alvenaria têm ainda uma grande importância económica e contribuem significativamente para o desempenho dos edifícios, que é correntemente afectado por anomalias resultantes da qualidade dos materiais constituintes, da mão-de-obra e, das práticas construtivas e do projecto, nomeadamente, devido às indefinições resultantes da falta de um responsável claro por este mesmo projecto.

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

1.1 Justificação do tema

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, das alterações ao projecto original e da 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 [1] e EC8 [2] é que terão o seu enquadramento legal.

Parte significativa dos danos num edifício resultantes de um sismo é devida ao comportamento das paredes de alvenaria, quer devido a danos nestas, quer devido a danos que o funcionamento destas provoque em elementos estruturais ou equipamentos [3]. A própria rotura do painel de alvenaria, com o seu destacamento, nomeadamente para fora do plano, poderá causar danos elevados no interior ou exterior do edifício, e provocar vítimas. Apesar de todas estas implicações na correcta definição dos modelos estruturais, as paredes de preenchimento têm resistido à modelação analítica, provavelmente devido ao facto do seu comportamento ser dependente de numerosos parâmetros, aos quais, na sua maioria, está associado um elevado grau de incerteza [4]. O EC8 [2] refere a obrigatoriedade das paredes de enchimento serem tidas em consideração na modelação da estrutura, caso contribuam significativamente para a rigidez lateral e para a resistência do edifício. Considerando as irregularidades em planta e altura provocadas pelas alvenarias de enchimento, este regulamento impõe disposições adicionais para pórticos com enchimentos em alvenaria,

nomeadamente relativamente a requisitos e critérios, que deverão apenas ser observadas obrigatoriamente para estruturas de alta ductilidade. O regulamento impõe ainda, um critério de limitação de dano nas paredes de enchimento, o qual deverá ser observado para todas as classes de ductilidade, excepto, se for considerado um dimensionamento numa zona de baixa sismicidade.

Nos edifícios solicitados à acção sísmica é importante investigar experimentalmente o comportamento das paredes de preenchimento, assim como, a sua interacção com os pórticos envolventes. Para que esta investigação seja abrangente deverá ser acompanhada de estudos paramétricos, que necessitam do conhecimento das propriedades dos materiais envolvidos, bem como, dos parâmetros que caracterizam as ligações entre os diferentes materiais.

1.2 Objectivo da pesquisa

O objectivo principal do presente trabalho é a avaliação do comportamento das paredes de preenchimento face à acção sísmica, bem como, da sua interacção com a estrutura envolvente. Este objectivo será enfatizado na procura da resposta às seguintes questões:

- Caracterização dos tipos de estrutura e envolventes dos edifícios recentes;
- Avaliação das propriedades dos materiais constituintes das envolventes;
- Avaliação do comportamento das envolventes actuais e de novas soluções, quando solicitadas pela acção dos sismos;
- Obtenção de ensinamentos para o projecto de edifícios novos.

Os edifícios que constituem o âmbito deste trabalho são os edifícios construídos após a entrada em vigor do RSA [5] e do REBAP [6], com a estrutura em betão armado e a envolvente em alvenaria de tijolo.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho encontra-se organizado em dez capítulos, que incluem o estado da arte, a caracterização dos tipos de estrutura e envolventes dos edifícios, os ensaios experimentais, o estudo paramétrico e as conclusões.

No presente capítulo, apresenta-se muito brevemente o tema a desenvolver, os objectivos da investigação, bem como, a estrutura do trabalho.

No capítulo 2 será apresentado o enquadramento sismo-tectónico nacional, assim como, será efectuada uma análise comparativa, dos aspectos mais relevantes, entre a actual regulamentação nacional e a normativa europeia.

O capítulo 3 apresenta uma abordagem aos trabalhos de investigação realizados, desenvolvidos transversalmente na área dos materiais de construção e das estruturas, e que têm contribuído para o conhecimento e evolução dos modelos analíticos que traduzem o comportamento das estruturas reticuladas preenchidas com alvenaria.

No capítulo 4 será realizada uma resenha dos principais conceitos relativos aos materiais constituintes das paredes de preenchimento, apresentando o enquadramento normativo e as formulações analíticas para a caracterização das suas propriedades.

No capítulo 5 procede-se à caracterização do parque habitacional português, com enfoque na tipologia da envolvente e da estrutura, tendo em vista a definição dos edifícios alvo do estudo.

Além da caracterização destes edifícios, serão apresentados modelos à escala, que irão ser objecto de estudo experimental.

O capítulo 6 dedica-se à caracterização mecânica das alvenarias de tijolo, assim como, dos seus componentes, na perspectiva da sua aplicabilidade no desenvolvimento dos estudos paramétricos.

No capítulo 7 será apresentada a avaliação experimental do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano, recorrendo a modelos representativos das diferentes soluções em estudo, onde a acção sísmica foi reproduzida pela aplicação de carregamentos horizontais alternados e sequenciais nas duas direcções.

No capítulo 8, para avaliar o comportamento das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, serão apresentados os resultados dos ensaios dinâmicos realizados aos modelos para comparar com alguns dos comportamentos observados nos ensaios estáticos, assim como, para obter dados experimentais que possam validar grandezas obtidas por outros meios experimentais ou pelos estudos paramétricos.

No capítulo 9, para esclarecimento dos resultados obtidos pela via experimental, serão apresentados estudos paramétricos resultantes da procura de modelos analíticos simples que possam descrever o comportamento no plano e para fora do plano das paredes de preenchimento, permitindo deste modo prever de uma forma aproximada a sua capacidade resistente.

Finalmente, no capítulo 10 são apresentadas as conclusões do trabalho, como resultado da investigação experimental e dos estudos paramétricos realizados.

2 ESTADO DO CONHECIMENTO: ANÁLISE SÍSMICA

A actividade sísmica em Portugal tem sido marcada por episódios de maior ou menor relevância que importa descrever, analisar e interpretar, de forma a dotarmos as nossas construções de princípios construtivos que possam fazer face a este tipo de fenómeno. Este tipo de fenómenos são recorrentes, isto é, o que ocorreu no passado virá certamente a repetir-se no futuro com maior ou menor intensidade. Neste capítulo será apresentado o enquadramento sismo-tectónico nacional, assim como, será efectuada uma análise comparativa dos aspectos mais relevantes, entre actual regulamentação nacional e a normativa europeia.

2.1 Introdução

Portugal é um país de média a alta perigosidade sísmica que resulta da sua localização no contexto sismo-tectónico, tendo uma grande diversidade de património edificado resultante de cerca de dois mil anos de construção. O património edificado nacional é extremamente diversificado, englobando por exemplo edifícios tradicionais em alvenaria, edifícios em alvenaria com pavimentos em betão armado e edifícios com estrutura reticulada em betão armado, sabendo-se que os regulamentos nacionais só a partir de 1958, com a entrada em vigor do RSCCS [7], é que dotaram os projectistas de estruturas de ferramentas capazes de promoverem a segurança das construções face à acção dos sismos. Refira-se no entanto, que no processo de reconstrução, após o terramoto de Lisboa de 1755, alguns conceitos inovadores de resistência estrutural aos sismos foram testados e implementados.

Desde a entrada em vigor do RSCCS [7] até à actualidade, a legislação tem evoluído face aos desenvolvimentos ocorridos ao nível da engenharia sísmica, pelo que recorrendo a uma pesquisa bibliográfica, será apresentada neste capítulo a evolução da referida legislação e do conhecimento, com enfoque no desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos.

2.2 Contexto sismo-tectónico de Portugal

O território de Portugal continental encontra-se situado nas proximidades do contacto entre as placas Euro-asiática e Africana, sendo a interacção entre elas a principal responsável por uma actividade sísmica significativa, particularmente na região sul, com a ocorrência de alguns sismos catastróficos originados em estruturas tectónicas continentais e submarinas [8].

2.2.1 Enquadramento tectónico

O território de Portugal continental localiza-se num ambiente tectónico responsável por uma significativa actividade neotectónica e sísmica [9]. A evolução geodinâmica regional é dominada por uma convergência lenta, cerca de 2 *mm* por ano, das placas Euro-asiática e Africana na direcção NNW-SSE para NW-SE ao longo do segmento leste da fronteira de placas, ao longo da falha dos Açores-Gibraltar, como se mostra na Figura 2.1. De acordo com vários autores [10, 11], diferentes estudos de cinemática de placas e de mecanismos focais demonstraram que a Falha dos Açores-Gibraltar é caracterizada por comportamentos tectónicos distintos: nas zonas do Banco de Goringe e do Golfo de Cádiz, o regime dominante é o de compressão, alterando-se para um regime de desligamento lateral direito puro na zona

do segmento central da Falha dos Açores-Gibraltar, adquirindo uma componente de extensão na extremidade oeste [12], perto do arquipélago dos Açores. Para leste, a fronteira de placas torna-se difusa com colisão continental na região do arco de Gibraltar [9]. O contacto entre as placas Euro-asiática e Africana constitui a principal fonte de tensão que influencia a sismicidade no território de Portugal continental, localizado a norte da referida zona. Na Figura 2.2 podem ser observadas as principais estruturas geológicas junto da Península Ibérica e as grandes descontinuidades no fundo do Oceano Atlântico junto ao Continente.

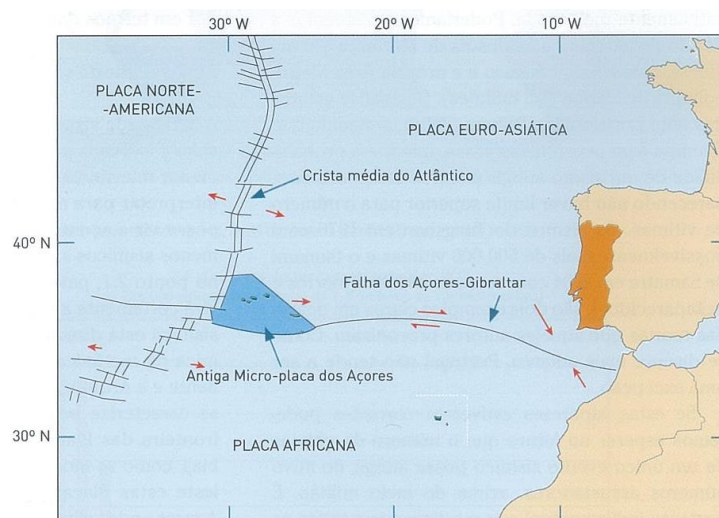
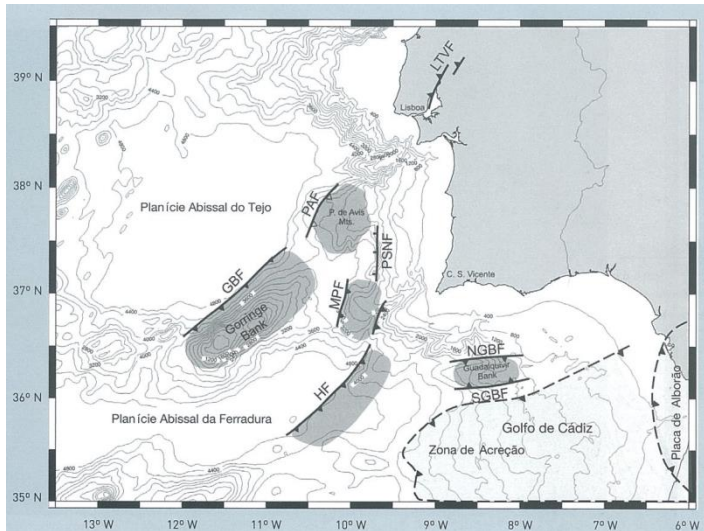


Figura 2.1 - Modelo geodinâmico interpretativo para a colisão das Placas Euro-asiática e Africana [13].

Esta zona de sismicidade interplacas (sismicidade afastada), situada no mar a sul e a sudoeste do Algarve, é capaz de gerar sismos de grande magnitude ($M \approx 8.5$), variando a distância do epicentro ao litoral entre 100 e 300 km. Esta zona tem gerado grandes terremotos, como é o caso do Grande Terramoto de Lisboa de 1755 que causou a destruição de Lisboa, de muitas cidades no sul de Portugal e do norte de Marrocos e sérios danos em várias cidades do sul da Espanha.

Existe também, uma segunda zona onde podem ser originados os sismos que ocorrem em Portugal. Essa zona de sismicidade intraplaca (sismicidade próxima) localiza-se em todo o território continental de Portugal e está ligada a todo o conjunto de falhas existentes no território, como se mostra na Figura 2.3. É capaz de gerar sismos de menores magnitudes, mas ainda com valores significativos ($M \approx 7.0$). Em termos práticos, nenhum ponto do território português está a salvo de um sismo, no entanto é importante referir que as falhas no interior das placas separam zonas de crosta em que não é possível acumularem-se as quantidades de energia necessárias para provocar sismos da magnitude daqueles que é possível gerar nas zonas de fronteira entre placas tectónicas [13]. Contudo, estas falhas apresentam a desvantagem de se situarem perto das zonas mais povoadas do que a zona de separação entre placas tectónicas. Assim embora as ondas sísmicas geradas nestas falhas no interior do continente não possam atingir a amplitude das geradas junto ao epicentro de sismos com origem na zona de separação de placas, não dispõem de espaço para se atenuarem significativamente antes de atingirem os aglomerados urbanos mais próximos do epicentro. Podem assim provocar nestas zonas acelerações do solo superiores às provocadas por sismos de maior magnitude, mas com epicentro afastado [13]. Nesta zona também há relatos de importantes sismos históricos, como um que ocorreu em 1531, que afectou a cidade de Lisboa e o último em 1909, em Benavente, com o epicentro a cerca de 40 km de Lisboa.



Legenda:

- MPF - Falha do Marquês de Pombal
- PSNF - Falha Pereira de Sousa
- GBF - Banco de Gorringe
- PAF - Falha dos Príncipes de Avis
- HF - Falha da Ferradura
- NGBF - Falha Norte do Guadalquivir
- SGBF - Falha Sul do Guadalquivir
- LTVF - Falha do Baixo Tejo

Figura 2.2 - Principais estruturas geológicas junto da Península Ibérica e as grandes descontinuidades no fundo do Oceano Atlântico junto ao Continente [13].

2.2.2 Sismicidade

Pela análise da Figura 2.4, a qual mostra o catálogo de eventos sísmicos ocorridos na zona ocidental da Península Ibérica, verifica-se uma maior concentração de sismos na zona localizada a sul do território de Portugal Continental, estendendo-se desde o Banco de Gorringe até ao Golfo de Cádiz. Esta sismicidade encontra-se associada à deformação litosférica na fronteira da Falha Açores-Gibraltar, tendo aqui ocorrido os principais sismos que afectaram o território nacional [8].



Figura 2.3 - Falhas activas e falhas possivelmente activas no território de Portugal Continental.

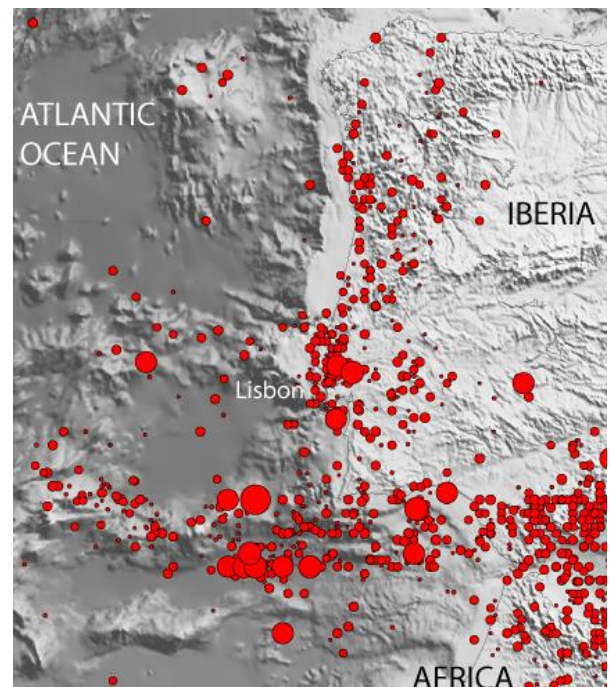


Figura 2.4 - Sismos registados no território de Portugal Continental [14].

Igualmente é possível identificar outras zonas com actividade sísmica significativa, nomeadamente junto ao litoral e no interior do continente. Nesta segunda zona, ocorreram vários sismos históricos, tendo alguns tido magnitudes estimadas próximas de sete. Esta sismicidade deve ter origem em falhas activas no interior da placa litosférica Euro-asiática, correspondendo a sismicidade intraplaca [8]. No interior do território continental são identificadas falhas activas, algumas com extensão para o mar, correspondendo a zonas de geração sísmica importantes, nomeadamente a Falha do Vale Inferior do Tejo, a Falha de Portimão, a Falha de Loulé, a Falha de Nazaré e a Falha da Vilariça, sendo possível evidenciar um decalque da localização dos epicentros sobre a localização das falhas apresentadas na Figura 2.3.

Estas duas zonas, interplacas e intraplaca, têm-se manifestado particularmente activas ao longo dos anos. Estimam alguns especialistas que desde o início da Era Cristã até à actualidade terão ocorrido cerca de 14 000 sismos com magnitude superior a três. As tabelas seguintes (Tabela 2.1 e Tabela 2.2) mostram alguns dos eventos sísmicos mais significativos que afectaram o território de Portugal Continental. Como se pode constatar, estes fenómenos têm-se manifestado tanto em zonas de interplacas como em zonas de intraplaca e com algumas manifestações, segundo os relatos da época, de grande destruição do património edificado e de perdas de vidas humanas.

Tabela 2.1 - Principais eventos sísmicos ocorridos em Portugal Continental [8].

DATA	DESIGNÇÃO	EPICENTRO	OBSERVAÇÕES
63 A.C.	Sismo de 63 A.C.	Interplacas. Alguns estudiosos atribuem-lhe a localização a sudoeste do Cabo de S. Vicente; outros consideram a localização do epicentro deste sismo como incerta, algures a oeste da costa continental, uma vez que foram observados efeitos importantes na costa da Galiza.	Terá afectado particularmente as costas de Portugal Continental e Galiza, sendo acompanhado por um <i>tsunami</i> de dimensão suficiente para forçar a fuga das populações do litoral para o interior.
382	Sismo de 382	Interplacas. Sudoeste do Cabo de S. Vicente.	Relatos da ocorrência de um grande <i>tsunami</i> e de desaparecimento de ilhas ao largo do Cabo de S. Vicente.
24.08.1356	Sismo de 1356	Interplacas. Sudoeste do Cabo de S. Vicente.	Sismo de grandes proporções, sentido em toda a Península Ibérica, tendo atingindo em Portugal intensidade semelhante à do que ocorreu em 1755.
26.01.1531	Sismo de 1531	Intraplaca. Falha do Vale Inferior do Tejo, nas proximidades de Vila Franca de Xira.	Terá sido um dos sismos mais energéticos com epicentros em terra, o qual destruiu muitas aldeias do Vale de Santarém.
06.03.1719	Sismo de 1719	Intraplaca. Algarve, junto a Portimão, estando provavelmente associado à falha de Portimão.	Teve efeitos consideráveis, tendo sido a sua magnitude estimada próxima de 7.
27.12.1722	Sismo de 1722	Intraplaca. Alguns autores atribuem este sismo à falha de Loulé; outros situam a localização do epicentro ao largo de Tavira.	Foi quase totalmente destruída a vila de Loulé, tendo-se também verificado danos consideráveis noutras localidades algarvias. Existem evidências significativas da ocorrência de um <i>tsunami</i> .

Tabela 2.2 - Principais eventos sísmicos ocorridos em Portugal Continental [8] (Continuação).

DATA	DESIGNAÇÃO	EPICENTRO	OBSERVAÇÕES
01.11.1755	Sismo de 1755	Interplacas. Durante muitos anos a origem deste evento foi atribuída ao Banco de Gorringe, mas estudos mais recentes, atribuem a sua origem a movimentos simultâneos em estruturas geológicas bastante mais próximas do continente, como a falha do Marquês de Pombal.	Foi o sismo mais destruidor que atingiu o território nacional. Considerado um dos sismos mais energéticos de todo o globo, a sua magnitude foi estimada em 8.75. Este sismo causou grandes destruições em Lisboa e em todas as cidades costeiras do sul do país e da orla ocidental, causou danos em quase todo o país e foi sentido em muitos países da Europa e do Norte de África. Além disso originou o maior <i>tsunami</i> que atingiu alguma vez a costa portuguesa e também um dos maiores alguma vez observados.
12.01.1856	Sismo de 1856	Intraplaca. Falha de Loulé.	Causou muitos danos no Algarve, em particular em Loulé, Tavira e Faro.
19.03.1858	Sismo da Vilarça	Intraplaca. Falha da Vilarça.	Destruiu a Vila de Moncorvo e causou muitos danos nas aldeias próximas.
11.11.1858	Sismo de Setúbal	Intraplaca. O seu epicentro terá ocorrido ao largo de Santo André.	Sismo destruidor que provocou enorme grau de destruição em Setúbal. Está catalogado como um dos 15 maiores sismos ocorridos no globo terrestre em crosta continental estável (magnitude 7.1). Não há nenhuma referência a <i>tsunami</i> causado por este sismo.
23.04.1909	Sismo de Benavente	Intraplaca. Falha do Vale Inferior do Tejo, nas proximidades de Vila Franca de Xira.	Terá sido o sismo mais destruidor, sentido no Continente, no século XX. Neste sismo foi destruída quase por completo a vila de Benavente, bem como, as aldeias próximas e causou grandes danos na parte ocidental da cidade de Lisboa. A sua magnitude foi estimada próxima de 7.
26.12.1962	Sismo de 1962	Intraplaca. Localizado no ramo submerso da falha da Nazaré.	Este sismo fez sentir em todo o país, mas não causou danos.
28.02.1969	Sismo de 1969	Interplacas. Localizado na região do Banco de Gorringe, mais concretamente na planície abissal da Ferradura.	Este evento foi considerado um dos mais importantes que se fizeram sentir em Portugal Continental ao longo do século XX. Fez-se sentir em todo o país e causou prejuízos consideráveis na região sul do continente. A sua magnitude foi de 7.5.

O território de Portugal continental localiza-se num ambiente tectónico que é responsável por uma significativa actividade sísmica, tendo sido atingido por vários sismos que tiveram um grande impacto. De uma forma geral, a sismicidade aumenta de intensidade de norte para sul.

A sismicidade pode ser originada em acidentes geológicos localizados em terra, intraplaca, como no vale inferior do Tejo onde ocorreram os sismos de 1531 e de 1909, ou em estruturas localizadas no oceano Atlântico, interplacas, onde tiveram origem os sismos de 1755 e de 1969, e, provavelmente os de 63 A.C. e de 382. A ocorrência de sismos de grande magnitude nestas zonas submersas pode dar origem a *tsunamis*, alguns de efeitos devastadores como sucedeu com o sismo de 1755.

2.3 Classificação do parque habitacional português

O parque habitacional nacional é composto por um conjunto de edifícios maioritariamente construídos durante cerca de 900 anos. A sua evolução processou-se de uma forma lenta até ao século XX, isto é, até ao advento do betão armado como material estrutural dominante. Neste longo período os edifícios foram construídos recorrendo a materiais e tecnologias tradicionais para os diferentes elementos construtivos, materiais e técnicas de origem quase perdida no tempo, mas que foi herdada, e nem sempre bem compreendida e aplicada, da tradição romana de construir [15]. Os modelos estruturais, condicionados pelas propriedades mecânicas dos materiais disponíveis, tiveram como base: as paredes de alvenaria para a transmissão de cargas verticais ao solo; o arco e os pavimentos em madeira para vencer os vãos, salientando-se o facto de serem estes últimos os poucos existentes com capacidade de resistirem a esforços predominantemente de flexão. Estes elementos estruturais desempenhavam também um papel decorativo, cuja forma foi evoluindo em função dos estilos arquitectónicos que foram prevalecendo no decorrer do tempo.

Nesta lenta evolução tecnológica manifestada no período que decorreu até ao aparecimento e generalização do betão armado ressaltam-se dois picos de evolução. O primeiro decorrente do sismo de 1755, que conduziu às técnicas da construção anti-sísmica rigidamente aplicada na reconstrução de Lisboa e o segundo resultante da revolução industrial do século XIX, onde com a produção industrial do ferro, se alteraram os processos construtivos dos edifícios de carácter industrial, mas sem qualquer importância nos edifícios habitacionais, onde o uso do ferro permaneceu concentrado em pequenos elementos estruturais.

Com o advento do betão armado como material estrutural dominante verifica-se uma progressiva rutura com o passado a partir do momento que os engenheiros e arquitectos foram conhecendo melhor as capacidades deste novo material que apresentava, como características principais, o facto de ser moldável e de resistir a esforços que iam muito além dos esforços de compressão predominantes nos edifícios do anterior período. Ao enorme desenvolvimento da engenharia estrutural, como disciplina autónoma, segue-se a exploração de novas formas e a sua integração em edifícios cada vez maiores e mais complexos.

Nos edifícios correspondentes a este último período, importa realçar dois marcos importantes relativos à regulamentação anti-sísmica implementada em Portugal. O primeiro surge com a entrada em vigor do RSCCS [7] em 1958 e está associado ao nascimento, na década de 1950, em Portugal, da engenharia sísmica moderna com bases científicas. Esta data marca o início de um período de construção que, embora de qualidade muito variável devido à falta de fiscalização efectiva de projectos e obras, representa em média uma melhoria significativa da resistência sísmica das construções. Esta tendência continuou com a publicação do RSEP [16] em 1961 e do REBA [17] em 1967 [13]. O segundo marco corresponde à entrada em vigor do RSA [5] e do REBAP [6] em 1985, após publicação em 1983, caracterizando-se por uma nova filosofia de abordagem ao cálculo estrutural com uma tónica mais acentuada ao nível da segurança sísmica dos edifícios, alargando a todo território nacional a verificação desta acção.

Tendo por base o anteriormente exposto e na aceção do que é aceite actualmente por diversos estudiosos, de forma resumida, o parque habitacional de Portugal pode ser classificado de acordo com o indicado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Classificação do parque habitacional português (Adaptado de [18]).

GRUPO PRINCIPAL	GRUPO SECUNDÁRIO	SUBGRUPO
➤ Edifícios antigos de alvenaria e construção tradicional	➤ Edifícios antigos de alvenaria de cariz urbano (Alvenaria sem "placa" - ASP).	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Edifícios anteriores à evolução tecnológica de 1755 (Pré-pombalinos) ➤ Edifícios Pombalinos. Construídos entre 1755 e 1880 ➤ Edifícios Gaioleiros. Construídos entre 1880 e 1930
	➤ Edifícios antigos de construção tradicional de cariz rural (Adobe, taipa ou pedra solta - ATAPS)	
➤ Edifícios posteriores ao advento do betão armado. Construídos depois de 1930	➤ Edifícios de alvenaria com elementos de betão armado. Construídos depois de 1930. (Alvenaria com "placa" - ACP).	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Edifícios de estrutura mista em alvenaria não armada com pavimentos em betão armado. Construídos entre 1930 e 1940 ➤ Edifícios de pequeno porte em alvenaria confinada com pavimentos em betão armado. Construídos depois de 1940
	➤ Edifícios em betão armado. Construídos depois de 1940 (Betão armado - BA)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Edifícios em betão armado anteriores à regulamentação anti-sísmica. Construídos entre 1940 e 1958 ➤ Edifícios em betão armado posteriores ao RSCCS [7] e anteriores ao RSA [5]. Construídos entre 1958 e 1985 ➤ Edifícios em betão armado posteriores ao RSA [5]. Construídos entre 1985 e a actualidade.

2.4 Risco sísmico

O risco sísmico refere-se à probabilidade de se igualar ou exceder um determinado valor de perdas absolutas em consequência da ocorrência de um sismo numa região e num período de tempo de exposição especificado, e é dado em função da perigosidade sísmica, da vulnerabilidade sísmica e do valor dos elementos em risco [18], ou seja, o conceito de risco sísmico está associado às perdas económicas e humanas expectáveis na ocorrência de um evento sísmico. O elemento em risco poderá ser um edifício, uma cidade, um país, a população que neles habita, um sistema de infraestruturas ou uma dada actividade económica. A definição do elemento em risco condicionará portanto a forma como são avaliadas as perdas ou o risco sísmico, o que poderá ser efectuado em termos do custo directo dos danos em edifícios, do número de mortos, feridos ou desalojados ou dos custos resultantes da interrupção de uma dada actividade económica [19].

Os danos provocados pelos sismos nas construções dependem da intensidade da acção sísmica e da resistência e qualidade da construção ou, por outras palavras, da vulnerabilidade da construção a essa acção. Desta forma, a avaliação do risco sísmico engloba três componentes fundamentais, tal como se explicita na Figura 2.5:

- A caracterização da sismicidade para um dado período de exposição e região;
- A avaliação da vulnerabilidade dos elementos expostos;
- A avaliação dos danos e do risco na região sísmica em análise.

É assim compreensível que uma dada região, mesmo que esteja sujeita a sismos intensos, pode ter um risco sísmico reduzido se for escassamente habitada uma vez que nesse caso os elementos expostos serão poucos. Pelo contrário, uma outra região sujeita a sismos da mesma

severidade, possuirá um risco sísmico tanto mais elevado quanto mais vulneráveis forem as estruturas nelas existentes.

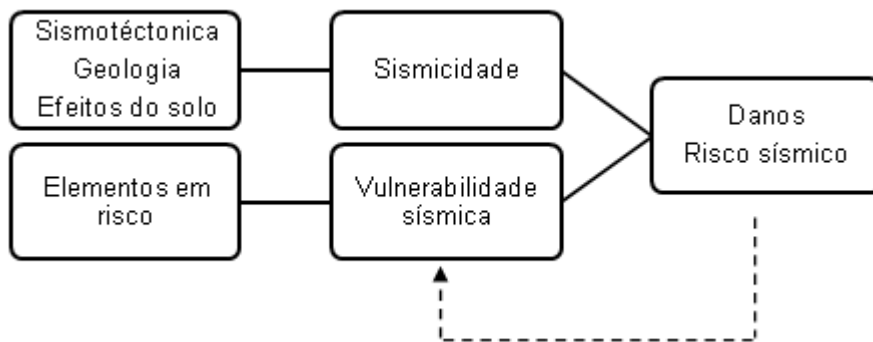


Figura 2.5 - Componentes da avaliação do risco sísmico [19].

Na Figura 2.6 encontra-se bem patente o conceito de vulnerabilidade. As fotografias foram tiradas na sequência do sismo de L'Aquila, Itália, e mostra a clara diferença de vulnerabilidade de um conjunto de edifícios construídos na mesma época e com estrutura de betão armado. Embora estes tenham estado expostos à mesma acção sísmica, um deles colapsou enquanto os restantes sofreram danos médios.



Figura 2.6 - Diferença de vulnerabilidade em edifícios. Sismo de L'Aquila (Fotografias do autor).

2.4.1 Perigosidade sísmica

A perigosidade sísmica é entendida como a probabilidade de excedência de um determinado nível de severidade do fenómeno natural, num local e período de tempo de exposição especificados [18]. A análise da perigosidade sísmica consiste na avaliação da probabilidade de excedência de um determinado nível de acção sísmica, traduzida por variáveis que medem o movimento do solo, como por exemplo: a intensidade macrossísmica; a aceleração máxima do solo; e a resposta estrutural dos edifícios. As características sísmicas, utilizadas nos estudos de perigosidade sísmica poderão ser: o pico da aceleração do movimento do solo no local; o nível de intensidade macrossísmica; a duração do movimento vibratório; o deslocamento causado pela rotura de uma falha à superfície; ou mesmo um espectro dos movimentos sísmicos à superfície.

A análise da perigosidade sísmica pode ser realizada com recurso a modelos determinísticos ou probabilísticos. Nos modelos determinísticos, apesar de os sismos serem considerados

eventos aleatórios, as incertezas não são consideradas. Os prováveis sismos futuros são estimados com base nos sismos históricos e na sismotectónica. Os métodos probabilísticos tiveram o seu início em 1968 com o modelo de Cornell, e baseiam-se na determinação da probabilidade de excedência de um dado valor de um parâmetro relacionado com os movimentos sísmicos, num dado período de tempo e no local em estudo [20].

A distribuição geográfica da perigosidade sísmica para o território de Portugal Continental. é apresentada na Figura 2.7. Pela análise dos referidos mapas, constata-se que a perigosidade sísmica decresce de sudoeste para nordeste. Os mapas apresentam a perigosidade sísmica para três períodos de retorno: 95; 475; e 975 anos, correspondendo respectivamente a uma probabilidade de excedência (PE) de 10% num intervalo de tempo de exposição de 10 anos, 10% em 50 anos e 5% em 50 anos [18]. Os períodos de retorno de 95 e 475 anos correspondem respectivamente ao requisito de limitação de danos, e requisito de não ocorrência de colapso, preconizados no EC8 [2] enquanto o período de retorno de 975 anos corresponde à acção sísmica especificada no RSA [5].

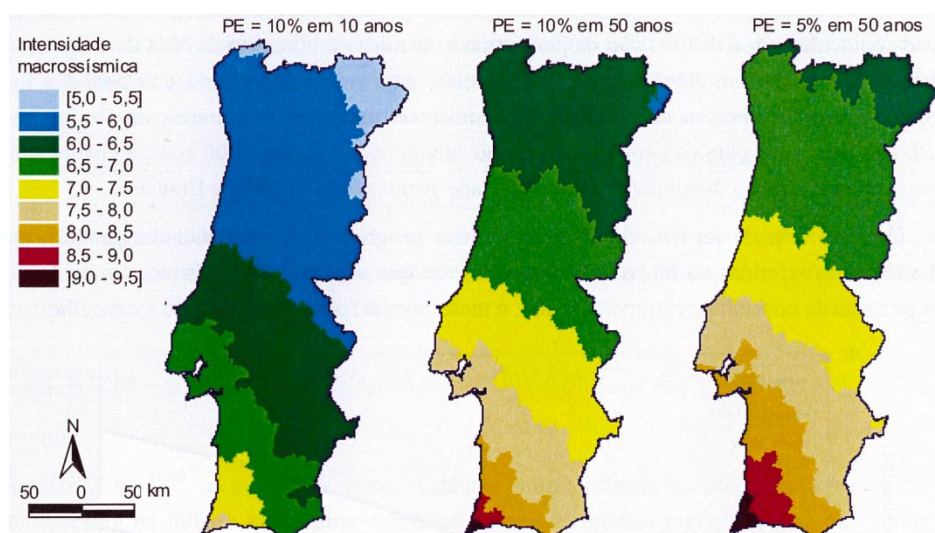


Figura 2.7 - Perigosidade sísmica para Portugal Continental [18].

2.4.2 Vulnerabilidade sísmica

A vulnerabilidade sísmica reflecte a capacidade que um determinado elemento em risco tem para resistir ou para ser afectado, pelo sismo, sendo condicionada pelo nível de severidade do fenómeno [18]. A mitigação do risco sísmico, por intermédio deste parâmetro, deverá incidir em duas linhas fundamentais de actuação: no parque habitacional existente e nas futuras construções. Nas construções existentes, deverá ser avaliada a sua vulnerabilidade sísmica, para que, no caso de a mesma ser excessiva, serem tomadas as medidas necessárias de reforço ou de demolição. Deve-se ainda acautelar que não sejam efectuadas intervenções sobre os edifícios que prejudiquem a sua segurança sísmica. Nas futuras construções, em fase de projecto, deverá ser assegurado o cumprimento da regulamentação existente, a qual estabelece as normas de dimensionamento que lhe irão conferir características sismo-resistentes, assim como, promover uma fiscalização eficiente durante a construção para que o projecto estrutural seja integralmente cumprido.

A vulnerabilidade sísmica dos edifícios está relacionada com as características dos sistemas estruturais e tipologias construtivas, sendo os principais factores de vulnerabilidade das construções os seguintes:

- O tipo de elementos resistentes. Face ao mesmo evento sísmico, um edifício com paredes resistentes de alvenaria sem confinamento, sofrerá danos significativamente mais importantes, relativamente a um edifício com elementos estruturais de aço ou betão;
- A configuração dos sistemas estruturais. Com enfoque nas dimensões e forma em planta, no número de pisos e disposição em altura, assim como, na distribuição da massa;
- As disposições normativas em fase de projecto;
- A qualidade da construção;
- Os materiais, os métodos construtivos e a tecnologia, próprios das regiões onde se localizam as construções, assim como, a sua época de construção.

Relativamente aos edifícios alvo do presente trabalho, os edifícios de betão armado com panos de preenchimento em alvenaria, a sua vulnerabilidade sísmica, para além dos aspectos anteriormente enunciados, estará ligada às seguintes particularidades:

- Ausência de dimensionamento sísmico específico, ou concepção e dimensionamento inadequados;
- Baixa ductilidade dos elementos de betão armado por insuficiência ou ausência de confinamento dos varões da armadura longitudinal, em especial nas ligações entre vigas e pilares;
- Concentração de exigências em zonas localizadas devido a irregularidades;
- Existência de pisos vazados sem paredes resistentes;
- Interação da estrutura com as paredes de preenchimento, não estruturais, que pode induzir esforços de torção e concentrações de tensões não previstos;
- Elevada flexibilidade de alguns edifícios sem consideração das distâncias adequadas entre edifícios;
- Ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados, corrosão ou fluência.

Dada a impossibilidade de actuar sobre a perigosidade sísmica de uma dada região, o caminho a seguir para a redução do risco sísmico passará, necessariamente, por atenuar a vulnerabilidade das construções e de outros elementos expostos à perigosidade sísmica, uma vez que uma mudança de uso que possa reduzir as perdas é dificilmente exequível.

2.5 Análise comparativa entre o RSA[5] e o EC8[2]

A nível nacional a regulamentação sismo-resistente em vigor, no que diz respeito às estruturas de betão, são: o RSA [5] e o REBAP [6]. Esta legislação entrou em vigor em 1985, tendo sido efectuadas algumas revisões nos últimos anos. Prevê-se a obrigatoriedade de utilização da moderna normativa europeia, incluindo o EC8 [2], a muito breve prazo, tendo a mesma já sido disponibilizada pelo Instituto Nacional da Qualidade. Neste contexto, dado o tema deste trabalho ser a avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, irá ser feita uma breve análise comparativa nos próximos subcapítulos entre as duas regulamentações.

2.5.1 Requisitos de desempenho

Na aceção do EC8 [2] surgem dois níveis de verificação sísmica, que impõem requisitos fundamentais que as estruturas têm de cumprir para um bom desempenho sísmico:

- **Requisito de não ocorrência de colapso**, impõe que as estruturas, face a um evento sísmico raro, possam resistir à acção sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A acção sísmica associada ao requisito de não colapso tem uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos. Para satisfazer este requisito deverão ser verificados os estados limites últimos associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas;
- **Requisito de limitação de danos**, surge como garantia de que, face a um sismo relativamente frequente, as construções não sofram danos significativos, visando assim uma redução a nível de perdas económicas. A acção sísmica associada à exigência de limitação de danos, surge como uma acção com maiores probabilidades de ocorrência, que para os casos correntes, apresenta 10 % de probabilidade em 10 anos, isto é, um período de retorno de 95 anos. Para satisfazer este requisito deverão ser verificados os estados de limitação de danos, associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

Estabelecendo uma comparação com RSA [5], importa referir o seguinte:

- O RSA [5] não faz referência a qualquer verificação associada à limitação de danos, residindo neste aspecto, uma das grandes diferenças entre os dois documentos, salientando-se assim a importância que o EC8 [2] dá à limitação de perdas económicas;
- No RSA [5] a acção sísmica é considerada como uma acção variável, por conseguinte, apresenta uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, ou seja, um período de retorno de 975 anos. Este mesmo valor é ainda superior tendo em conta que se majora a acção por um coeficiente de 1.5. Desta forma, estamos perante uma diferença conceptual entre os 475 anos propostos no EC8 [2] e os 975 anos regulamentados no RSA [5]. Salienta-se, no entanto, que os modelos geofísicos e de propagação sísmica estão em evolução, não sendo possível uma comparação directa entre o zonamento sísmico do RSA [5] e do EC8 [2].

A diferenciação de fiabilidade preconizada pelo Anexo Nacional do EC8 [2] inclui ainda a definição de quatro classes de importância, sendo a cada classe atribuído um coeficiente de importância, γ_I , com valores variando entre 1.95 e 0.65.

2.5.2 Classificação dos tipos de terreno

O RSA [5] define três níveis de classificação para os terrenos. A classificação dos solos apresentada no EC8 [2] é organizada de acordo com a rigidez e resistência por ordem decrescente, tendo associados um conjunto de parâmetros geotécnicos, como por exemplo: a velocidade média de propagação das ondas de corte, $v_{s,30}$, o número de pancadas associadas ao ensaio SPT para a cravação de 30 cm, N_{SPT} e coesão não drenada, C_u , sendo as suas características e correspondência com a legislação anterior apresentadas na Tabela 2.4.

Na legislação europeia, é de destacar a inclusão do solo tipo E, de modo a ter em linha de conta, não só o facto dos solos brandos originarem uma maior amplificação, como, estando

sobrejacentes a estratos rochosos, conduzem a uma maior amplificação das ondas sísmicas dado o grande contraste de rigidez. De referir também, a necessidade da elaboração de estudos mais específicos, no intuito de melhor definir a acção sísmica local, para os solos do tipo S_1 e S_2 .

Tabela 2.4 - Comparação dos tipos de solo de acordo com o RSA [5] e EC8 [2] .

RSA		EC8			
Tipo de solo	Designação	Tipo de solo	Parâmetros		
			$V_{S,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	C_U (kPa)
Tipo I	Rochas e solos coerentes rijos	A	> 800		
		B	360 - 800	> 50	> 250
Tipo II	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média ou solos incoerentes compactos	C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
Tipo III	Solos coerentes moles e muito moles ou solos incoerentes soltos	D	< 180	< 15	< 70
Sem correspondência		E			
		S_1	< 100		10 - 20
		S_2			

2.5.3 Zonamento do território

Relativamente ao zonamento sísmico do território nacional, o preconizado pelo Anexo Nacional do EC8 [2] apresenta grandes alterações face ao estabelecido no RSA [5], como pode ser constatado na Figura 2.8.

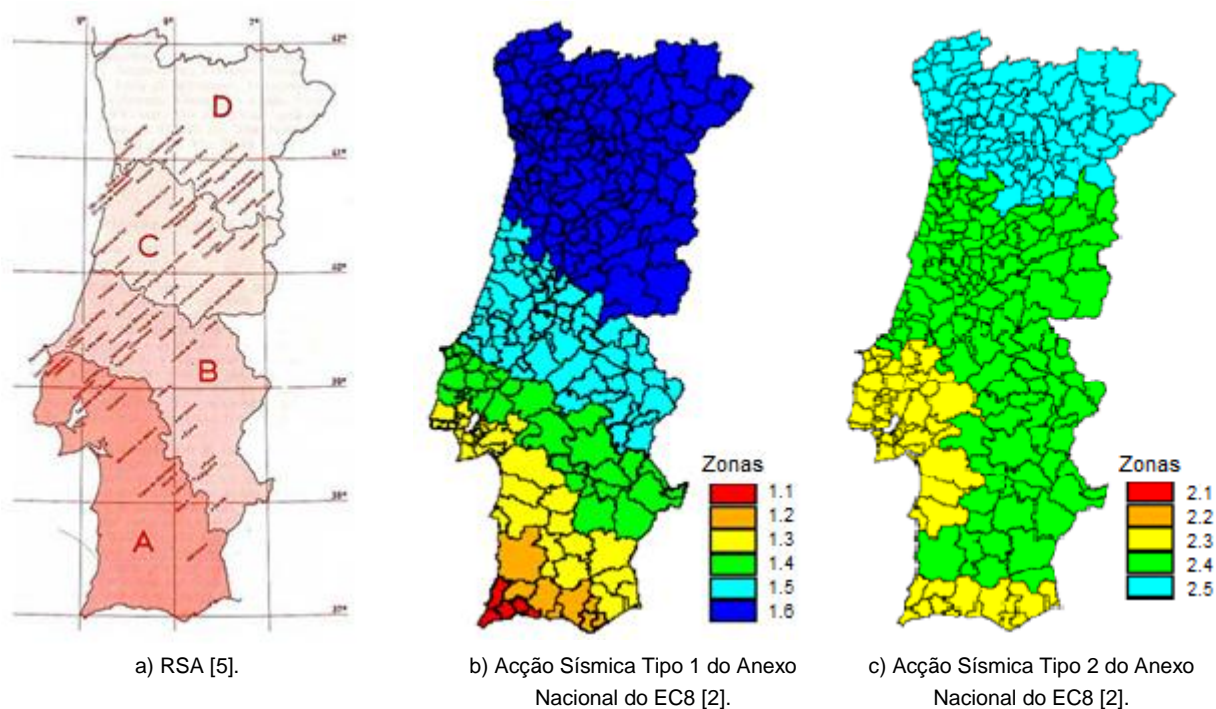


Figura 2.8 - Zonamento sísmico estabelecido Portugal Continental.

O primeiro aspecto relevante é que o EC8 [2] propõe zonamentos diferentes, consoante a acção sísmica considerada. Isto colmata a falta de coerência do RSA [5] cujo zonamento é único e foi elaborado com base apenas numa acção sísmica localizada interplacas, dado que, consoante se esteja a tratar da Acção Sísmica Tipo 1 (Interplacas) ou Acção Sísmica Tipo 2 (Intraplaca), teremos diferentes posições do epicentro, o que leva a que o território nacional seja afectado de uma forma distinta consoante a acção sísmica em causa. O zonamento definido pelo RSA [5] contempla quatro zonas (A, B, C e D), em que a zona A representa a zona de maior perigosidade sísmica e a zona D por sua vez, zona de menor sismicidade. No EC8 [2] a representação é feita através de uma escala numérica: 1 a 6 para a Acção Sísmica Tipo 1 (Interplacas); e 1 a 5 para a Acção Sísmica Tipo 2 (Intraplaca), sendo as zonas 1 aquelas que se caracterizam por uma maior sismicidade. A Acção Sísmica Tipo 1 descreve um sismo de grande magnitude situado a grande distância focal, enquanto a Acção Sísmica Tipo 2, define um sismo de menor magnitude e de menor distância focal.

A Tabela 2.5 estabelece uma análise comparativa dos valores das acelerações definidos em termos de zonamento para as duas legislações em análise. Constatam-se que os valores preconizados para a aceleração máxima de referência do Anexo Nacional para os diferentes zonamentos do território são um pouco mais elevados do que os valores existentes no RSA [5]. No entanto, existem outros factores a ter em conta na definição da acção sísmica, como por exemplo a majoração indicada pelo RSA [5], de 1.5, contrariamente à do EC8 [2] que considera o valor de 1.0 para os edifícios correntes, bem como, o facto dos espectros e factores de amplificação do solo serem diferentes. Uma comparação apenas pode ser efectuada entre concelhos como se verá em seguida.

Tabela 2.5 - Comparação dos valores de referência da aceleração de acordo com o RSA [5] e EC8 [2].

Zona sísmica	RSA		EC8			
	Acção sísmica próxima	Acção sísmica afastada	Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
	$a_g (m/s^2)$	$a_g (m/s^2)$	Zona sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
A	1.07	1.77	1.1	2.50	2.1	2.50
B	0.75	1.24	1.2	2.00	2.2	2.00
C	0.54	0.89	1.3	1.50	2.3	1.70
D	0.32	0.53	1.4	1.00	2.4	1.10
			1.5	0.60	2.5	0.80
			1.6	0.35		

2.5.4 Representação da acção sísmica

No EC8 [2] a acção sísmica é definida através de espectros de resposta, determinados através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura. São definidos dois tipos de espectros de resposta: o espectro elástico e o espectro de dimensionamento, podendo optar-se pelo espectro que melhor represente a acção sísmica relevante para o local. Para um determinado local, com a introdução de um conjunto de parâmetros dependentes das características do solo, são definidos dois tipos de espectros que representam a acção sísmica do tipo 1 e a acção sísmica do tipo 2, que correspondem respectivamente, a eventos de sismicidade afastada (interplacas) e de sismicidade próxima (intraplaca).

Para os dois tipos de acção sísmica, o movimento sísmico horizontal ou vertical num dado ponto da superfície, surge representado no EC8 [2] através de um espectro de resposta

elástico de aceleração. As equações que definem o espectro de resposta para as acções sísmicas horizontais, esquematizadas na Figura 2.9, são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right] \quad \text{Equação 2.1}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \quad \text{Equação 2.2}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T}{T_C} \right] \quad \text{Equação 2.3}$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde:

- $S_e(T)$ Espectro de resposta elástico;
- T Período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade;
- a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície (terreno tipo A) (Equação 2.5);
- T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_D Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S Coeficiente de solo;
- η Coeficiente de correcção do amortecimento.

Os valores: T_B , T_C , T_D , e S dependem do tipo de terreno e da zona do território, enquanto a_g , valor de cálculo da aceleração em rocha (terreno tipo A) depende apenas da zona do território. Coeficiente de correcção do amortecimento, η , toma-se o valor de 1 para um coeficiente de amortecimento de 5%. O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A é dado pela expressão:

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde:

- γ_I Coeficiente de importância;
- a_{gR} Valor de referência da aceleração máxima na base para um terreno tipo A.

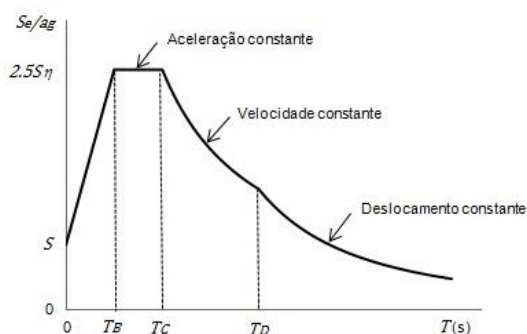


Figura 2.9 - Ramos constituintes do espectro de resposta.

O espectro de cálculo para análise elástica, resulta da capacidade dos sistemas estruturais resistirem às acções sísmicas no domínio não linear, pelo que poderão ser consideradas forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Assim é introduzido o coeficiente de comportamento, q , de forma a ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura, permitindo deste modo, com alguma aproximação, efectuar uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica.

O espectro de cálculo para análise elástica, $S_d(T)$, para as componentes horizontais da acção sísmica, ocorre da introdução do coeficiente de comportamento, q , e de um coeficiente, β , correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, cujo valor recomendado é 0.2, nas equações que definem o espectro de resposta elástico (Equação 2.1 a Equação 2.4), resultando as seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{Equação 2.6}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad \text{Equação 2.7}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T}{T_C} \right] ; \geq \beta a_g \quad \text{Equação 2.8}$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] ; \geq \beta a_g \quad \text{Equação 2.9}$$

Para a componente vertical da acção sísmica, o espectro de cálculo é obtido das equações anteriores (Equação 2.6 a Equação 2.9), sendo substituído o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno, a_g , pelo correspondente valor da aceleração na direcção vertical, a_{vg} , e o coeficiente de solo, $S = 1$.

Os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico de acordo com o EC8 [2] encontram-se definidos na Tabela 2.6. Saliente-se que os valores apresentados para o coeficiente de solo são os valores máximos, pelo que estes deverão ser corrigidos em função do valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g , para um terreno do tipo A.

Tabela 2.6 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico de acordo com o Anexo Nacional do EC8 [2].

Tipo de terreno	Acção sísmica Tipo 1				Acção sísmica Tipo 2			
	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.10	0.60	2.00	1.00	0.10	0.25	2.00
B	1.35	0.10	0.60	2.00	1.35	0.10	0.25	2.00
C	1.60	0.10	0.60	2.00	1.60	0.10	0.25	2.00
D	2.00	0.10	0.80	2.00	2.00	0.10	0.30	2.00
E	1.80	0.10	0.60	2.00	1.80	0.10	0.25	2.00

Tendo como exemplo de análise a cidade de Lisboa, importa vincar a importância do tipo de terreno na definição do espectro de resposta, no sentido da amplificação da resposta, assim como, a importância da caracterização geotécnica dos terrenos de forma a dotar os projectistas de estruturas de dados mais condizentes com a realidade dos terrenos onde serão implantados os edifícios. Como se mostra na Figura 2.10, onde é apresentada a comparação gráfica dos

espectros de resposta com a consideração de cada um dos diferentes tipos de terreno, tendo como base cada um dos dois tipos de acção sísmica, pode constatar-se que os valores da aceleração à superfície são extremamente influenciados pela variável, S , coeficiente de solo, assim como, pelo tipo de acção sísmica considerada.

Tendo como base quatro cidades representativas do zonamento definido pelo RSA [5]], Lisboa e Lagos na Zona A, Coimbra na Zona C e o Porto na Zona D, mostram-se na Figura 2.11 os gráficos onde se estabelece a comparação dos espectros de resposta em rocha na acepção do EC8 [2] *versus* RSA [5]. Importa referir que os espectros referentes ao RSA [5] estão multiplicados por 1.5, factor de majoração desta acção presente neste regulamento.

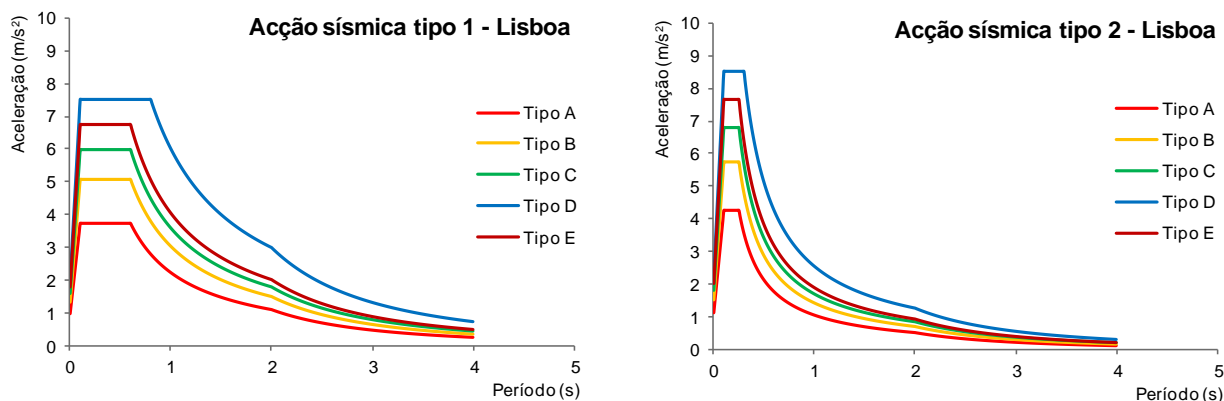


Figura 2.10 - Comparação dos espectros de resposta para os diversos tipos de terreno e tipos de acção sísmica, de acordo com o EC8 [2], para a cidade de Lisboa.

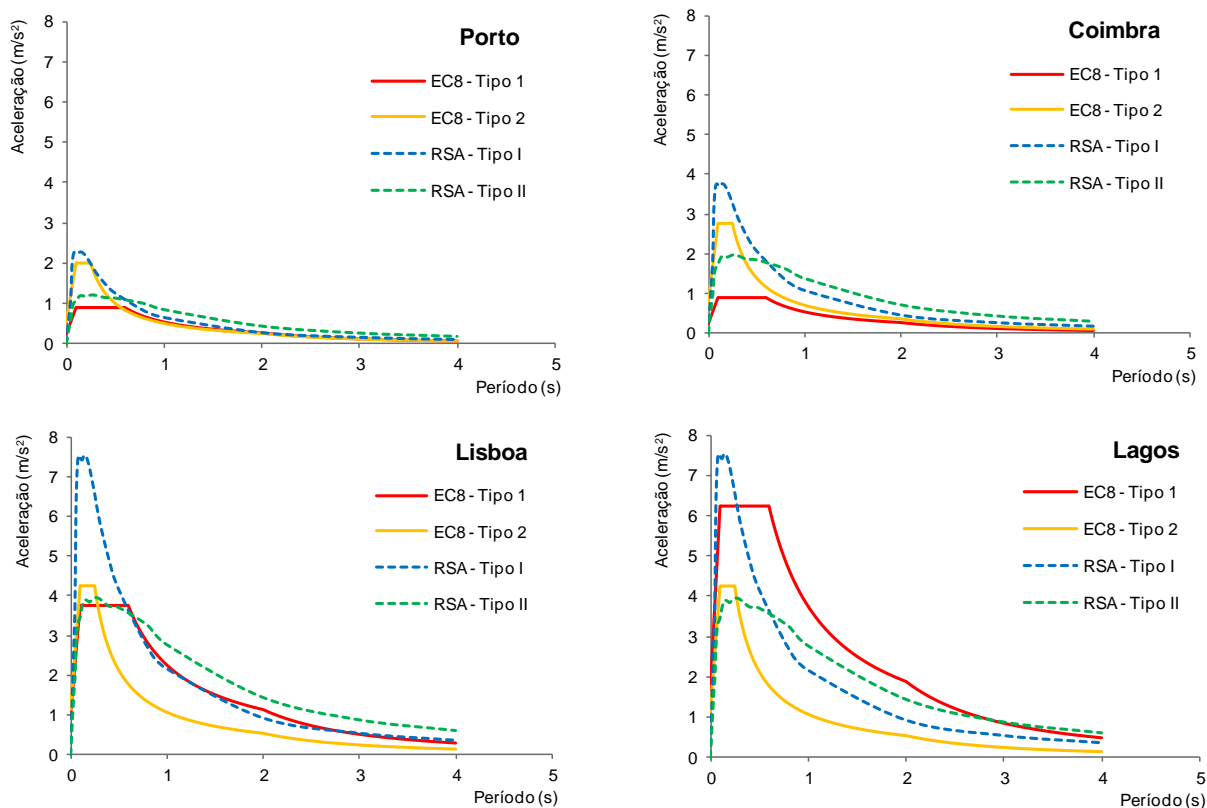


Figura 2.11 - Comparação dos espectros de resposta em rocha, EC8 [2] *versus* RSA [5], para as cidades do Porto, Coimbra, Lisboa e Lagos.

Numa primeira análise, constata-se que de uma forma geral, para a acção sísmica próxima (Tipo I), os valores espectrais referentes ao RSA [5] são superiores, isto para toda a gama de períodos e qualquer zona analisada. Verifica-se assim um claro desagramento dos valores espectrais por parte do EC8 [2], o qual assume que para a acção sísmica próxima (Tipo 2), as acelerações espectrais são um pouco menores que aquelas que o RSA [5] considera.

Para acção sísmica afastada, os valores espectrais das zonas em análise, na acepção dos documentos normativos apresentam-se semelhantes. Exceptua-se a zona de Lagos, que devido à circunstância de se tratar de uma zona de alta sismicidade, o EC8 [2] apresenta acelerações espectrais bastante superiores, isto para toda a gama de períodos, tendo-se diferenças de mais de 50% entre os dois regulamentos, nomeadamente até períodos de 0.6 s, correspondendo ao fim do patamar de aceleração constante.

De um modo geral, à excepção das zonas de grande sismicidade, o EC8 [2], para condições de terreno do tipo rocha, propõe valores espectrais iguais ou inferiores aos preconizados no RSA [5]. Contudo, isto não significa que o EC8 [2] esteja a ser menos exigente na definição da acção sísmica a considerar para o dimensionamento das estruturas. Refere-se no entanto, que uma comparação directa é complexa porque a rigidez da estrutura é considerada de forma diferente em ambos os regulamentos: o EC8 [2] considera a rigidez dos elementos verticais em 50%, enquanto o RSA [5] considera a rigidez elástica. O EC8 [2] preconiza ainda um conjunto de exigências a obedecer no dimensionamento das estruturas, nomeadamente, aspectos relacionados com uma maior ductilidade e maior capacidade de dissipação de energia que a anterior legislação não contemplava.

O aspecto benevolente anteriormente referido por parte do EC8 [2], não se manifesta para diferentes condições de terreno. Aqui impõe um claro agravamento nos valores espectrais à medida que os solos se tornam mais brandos, resultando acelerações espectrais para os solos de menor rigidez, de uma forma geral, sempre superiores para toda a gama de períodos e em todas as zonas consideradas, ao contrário do observado para o solo do tipo rocha. Este agravamento deve-se ao facto de os solos brandos originarem uma maior amplificação das vibrações sísmicas, aspecto não contemplado pelo RSA [5], que pelo contrário, associa a solos mais brandos acelerações espectrais menores do que as apresentadas para os solos de maior rigidez.

2.5.5 Combinação da acção sísmica com outras acções

De acordo com o EC1 [21], no dimensionamento sísmico de estruturas, o efeito das acções em causa é contabilizado através da seguinte combinação de acções:

$$E_d = \sum_j G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + P_k + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

- G_{kj} Valor característico da acção permanente, j ;
- γ_I Coeficiente de importância;
- A_{Ed} Valor de cálculo da acção sísmica;
- P_k Pré-esforço;
- Ψ_{2i} Coeficiente de combinação da acção variável, i ;
- Q_{ki} Valor característico da acção variável, i .

Os efeitos da acção sísmica devem ser avaliados tendo em conta a presença de todas as cargas permanentes e a probabilidade reduzida de que as sobrecargas estejam todas presentes na totalidade da estrutura durante a ocorrência do sismo de projecto. O EC8 [2] através da combinação de acções seguinte, prescreve que as forças de massa associadas a todas as forças gravíticas sejam influenciadas por essa variabilidade, sendo esta concretizada com a introdução de um factor de redução, φ .

$$\sum_j G_{kj} + \sum_i \varphi \Psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{Equação 2.11}$$

De igual modo, o RSA [5] também define uma combinação sísmica, a qual é dada pela expressão seguinte:

$$S_d = \sum_i S_{Gik} + 1.5 S_{EK} + P_k + \sum_j \Psi_{2j} S_{Qjki} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

- S_{Gik} Valor característico da acção permanente, i ;
- S_{EK} Valor característico da acção sísmica;
- $\Psi_{2j} S_{Qjki}$ Valor reduzido da sobrecarga, j .

Comparando a Equação 2.10 com a Equação 2.12 constata-se uma grande diferença entre as duas normas que reside no facto da acção sísmica, segundo o EC8 [2], não vir afectada por 1.5, ao contrário do RSA [5], vindo apenas afectada do coeficiente de importância, que para os casos correntes toma o valor 1.

2.5.6 Ductilidade, classes de importância e coeficientes de comportamento

No EC2 [22] relativamente às classes de ductilidade prevêem-se três classes:

- DCL - *Ductility Class Low* - Ductilidade baixa. Admite-se uma resposta essencialmente elástica tendo em conta as sobre-resistências dos vários elementos estruturais;
- DCM - *Ductility Class Medium* - Ductilidade média. As estruturas projectadas são dimensionadas e pormenorizadas de acordo com disposições anti-sísmicas específicas, admitindo-se um comportamento não linear com capacidade de dissipação histerética de energia sem ocorrência de roturas frágeis;
- DCH - *Ductility Class High* - Ductilidade alta. O projecto, dimensionamento e as disposições construtivas destas estruturas garantem níveis elevados de plasticidade, através de disposições ainda mais complexas que as da classe anterior.

A Tabela 2.7 estabelece a comparação entre as classes de ductilidade determinadas no REBAP [6] e no EC2 [22]. Por não serem feitas exigências adicionais de dimensionamento face à acção sísmica, verifica-se uma situação de semelhança entre as estruturas de Ductilidade Normal e as da classe DCL. Pelo comportamento exigido, apesar de não existir correspondência directa entre as estruturas de Ductilidade Melhorada e as da classe DCM, podemos, contudo, realçar a sua grande proximidade.

O conceito de diferenciação da fiabilidade é introduzido no EC8 [2] para a classificação das estruturas em diferentes classes de importância. Nesta norma existem quatro classes de importância em edifícios. A sua graduação foi definida em função dos efeitos de um colapso

estrutural tendo como variáveis a vida humana, a importância para a segurança pública e protecção civil e as consequências sociais e económicas. Para materializar o conceito de diferenciação de fiabilidade afecta-se cada classe de importância por um factor de importância, γ_I , multiplicando-se seguidamente a acção sísmica de referência por este último. Na Tabela 2.8 mostra-se a diferenciação de cada classe de importância, assim como, os respectivos coeficientes de importância atribuído de acordo com Anexo Nacional do EC8 [2]. Salienta-se o facto de que a actual regulamentação portuguesa, através do REBAP [6], já tinha igualmente estabelecido o conceito de diferenciação de fiabilidade no dimensionamento, através da consideração de uma redução de 30% no coeficiente de comportamento, para edifícios com funções vitais.

Tabela 2.7 - Comparação entre as classes de ductilidade definidas no REBAP [6] *versus* EC2 [22].

REBAP	EC2
Classes de ductilidade	Classes de ductilidade
Ductilidade Normal	DCL - Ductilidade baixa
Ductilidade Melhorada	DCM - Ductilidade média
Sem correspondência	DCH - Ductilidade Alta

Tabela 2.8 - Classes e coeficientes de importância de acordo com o Anexo Nacional do EC2 [22].

CLASSE DE IMPORTÂNCIA	EDIFÍCIOS	COEFICIENTE DE IMPORTÂNCIA, γ_I	
		Acção Sísmica Tipo 1	Acção Sísmica Tipo 2
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0.65	0.75
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias.	1.00	1.00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1.25	1.15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.	1.50	1.35

O EC8 [2] classifica os edifícios de betão consoante o seu comportamento sob a acção sísmica, a saber:

- Sistema porticado;
- Sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes);
- Sistema de paredes dúcteis (acopladas ou não);
- Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- Sistema torsionalmente flexível;
- Sistema de pêndulo invertido.

A referida norma define com rigor este tipo de estruturas, contudo relativamente ao sistema torsionalmente flexível, pela sua elevada probabilidade de ocorrência em grande número de edifícios projectados na última década do século XX, importa acrescentar mais alguns conceitos. Este tipo de estrutura, de acordo com os critérios de classificação do EC8 [2] poderia classificar-se como sistema misto equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes, mas devido ao facto de apresentar uma diminuta rigidez de torção, deverá ser classificada como sendo um sistema torsionalmente flexível. Esta falta de rigidez corresponde

ao não cumprimento da condição 4.1b do EC8 [2]. Um exemplo deste tipo de sistema estrutural consiste numa estrutura em núcleo, nas quais as forças horizontais são resistidas principalmente por núcleos situados na zona central do edifício em planta, apresentando por conseguinte uma rigidez de torção mínima.

Para ter em conta a capacidade de dissipação de energia das estruturas referidas, é introduzido o coeficiente de comportamento, q , relacionado com a classe de ductilidade e dado pela equação seguinte:

$$q = q_o k_w \geq 1.5 \quad \text{Equação 2.13}$$

Sendo:

- q_o Valor básico do coeficiente de comportamento;
- k_w Coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistema estruturais de paredes dado pela Equação 2.14.

Para os edifícios regulares em altura o valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , será de acordo com a Tabela 2.9. Na impossibilidade de verificação dessa regularidade os referidos valores serão reduzidos de 20%.

Tabela 2.9 - Valor básico do coeficiente de comportamento de acordo com o EC8 [2].

TIPO ESTRUTURAL	CLASSE DE DUCTILIDADE	
	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2.0	3.0
Sistema de pêndulo invertido	1.5	2.0

Observações: α_1 é o valor multiplicador da acção sísmica que corresponde à formação da primeira rótula plástica; e α_u é o valor multiplicador da acção sísmica correspondente à formação de um mecanismo de rotura, podendo ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

Para um cálculo expedito a relação, α_u/α_1 , encontra-se definida no EC8 [2], assim como, algumas situações de excepção a contemplar, nomeadamente para os edifícios não regulares em planta. É permitido o uso de valores superiores aos indicados, desde que confirmados por análise estática não linear, embora limitados ao valor máximo de 1.5.

Na Tabela 2.9 não são apresentados valores relativos à classe de baixa ductilidade, DCL, devido à circunstância desta classe só ser permitida em zonas de baixa sismicidade, pelo que poderá ser usado um coeficiente de comportamento, q , até 1.5, independentemente do sistema estrutural e da regularidade em altura.

O coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, k_w , para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos tem o valor de 1.0, e para os sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis, é dado pelas condições expressas na Equação 2.14, sendo α_o , a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

$$0.5 < k_w = \frac{(1 + \alpha_o)}{3} \leq 1.0 \quad \text{Equação 2.14}$$

A Tabela 2.10 compara de uma forma resumida os coeficientes de comportamento preconizados pelo RSA [5] e pelo EC8 [2]. Esta comparação pode pecar por alguma falta de rigor, pois não existe semelhança entre as classes de ductilidade e no modo de classificação dos edifícios. Por outro lado, não foram consideradas as hipóteses de irregularidade em planta e em altura, assim como, para obtenção de alguns dos coeficientes foram usadas metodologias expeditas ou foram apresentados intervalos numéricos. Apesar de todos estes constrangimentos, a referida comparação poderá ser útil para uma visão global das duas legislações.

Tabela 2.10 - Comparação dos valores dos coeficientes de comportamento definidos pelo RSA [5] e EC8 [2].

DESIGNAÇÃO	α_u/α_1	DCL	DCM			DCH		
		q	q_0	k_w	q	q_0	k_w	q
Sistema porticado								
Um piso	1.1	1.5	3.3	1.0	3.3	5.0	1.0	5.0
Vários pisos; um tramo	1.2	1.5	3.6	1.0	3.6	5.4	1.0	5.4
Vários pisos; vários tramos	1.3	1.5	3.9	1.0	3.9	5.9	1.0	5.9
	RSA	2.5		RSA	3.5			
Sistema misto equivalente a pórtico								
Vários pisos; vários tramos	1.3	1.5	3.9	1.0	3.9	5.9	1.0	5.9
	RSA	2.0		RSA	2.5			
Sistema misto equivalente a paredes acopladas								
Todos	1.2	1.5	3.6	0.5 - 1.0	1.8 - 3.6	5.4	0.5 - 1.0	2.7 - 5.4
	RSA	2.0		RSA	2.5			
Sistema torsionalmente flexível								
Todos		1.5	2.0	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	3.0	0.5 - 1.0	1.5 - 3.0
	RSA	2.0		RSA	2.5			
Sistema de paredes acopladas								
Todos	1.2	1.5	3.6	0.5 - 1.0	1.8 - 3.6	5.4	0.5 - 1.0	2.7 - 5.4
	RSA	1.5		RSA	2.0			
Sistema de paredes não acopladas								
Duas paredes em cada direcção	1.0	1.5	3.0	0.5 - 1.0	1.5 - 3.0	4.0	0.5 - 1.0	2.0 - 4.0
Outros	1.1	1.5	3.0	0.5 - 1.0	1.5 - 3.0	4.4	0.5 - 1.0	2.2 - 4.4
	RSA	1.5		RSA	2.0			

Assim, importa realçar o seguinte:

- O refinamento apresentado pelo EC8 [2] no domínio da classificação dos edifícios, inerente à grande amplitude de dissipação de energia patenteada pelos diferentes tipos de estruturas, assim como, à introdução de mais uma classe de ductilidade;
- Para todos os tipos de estruturas de classe DCL, o EC8 [2] preconiza adopção de um coeficiente de comportamento igual a 1.5. Relativamente aos valores apresentados no REBAP [6] para classe de ductilidade normal este valor é menor, exceptuando-se o caso das estruturas em parede onde é igual. Mesmo em zonas de baixa sismicidade, esta situação visa um claro desincentivo na utilização deste tipo de estruturas de baixa dissipação de energia, dado que esta redução significativa do coeficiente de comportamento originará forças laterais bastante mais significativas conduzindo a estruturas de maiores custos económicos;
- Para a classe de ductilidade DCM, o EC8 [2] apresenta valores máximos para o coeficiente de comportamento ligeiramente superiores relativamente aos preconizados pelo REBAP [6] para estruturas de classe de ductilidade melhorada;

- Para a classe de ductilidade DCH, o EC8 [2] apresenta valores máximos para o coeficiente de comportamento superiores relativamente aos preconizados pela classe de ductilidade DCM. Privilegiando-se assim, este tipo de estruturas, cuja resistência de uma quota-parte da acção sísmica ocorre em regime não linear. Contudo, para que este comportamento em regime não linear possa ocorrer da melhor forma, surgem então grandes exigências a nível de pormenorização das estruturas de forma a apresentarem as condições de ductilidade necessárias.

2.5.7 Concepção e regularidade estrutural

Uma resposta sísmica adequada de um edifício é mais facilmente atingida quando este possui características que permitam uma resposta estrutural simples e clara durante a ocorrência de um sismo. De facto, uma estrutura que possua estas características, terá um funcionamento facilmente perceptível, resultando numa análise estrutural simples e imediata [23]. Embora em grande parte dos casos a implementação destes conceitos se afigure difícil de concretizar, devido ao facto do trabalho do projectista de estruturas se realizar sobre um esquema previamente concebido pelo arquitecto, onde muitas vezes as variáveis urbanísticas e de articulação de espaços, condicionam de forma irracional, sob o ponto de vista sísmico, a configuração do edifício, a consideração destas características deverão estar presentes desde a génese do processo de projecto e deverão influenciar todas as decisões e actividades de projecto subsequentes.

Para garantir a obtenção de um sistema estrutural que satisfaça, com custos económicos aceitáveis, as duas exigências fundamentais de desempenho (Exigência de não colapso e Exigência de limitação de danos), o EC8 [2] define os seguintes princípios básicos a considerar na concepção de um edifício:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direcções;
- Resistência e rigidez à torção;
- Acção de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

Observando os danos provocados em edifícios de betão armado por acção de sismos recentes, constata-se que edifícios regulares tendem a ter um comportamento bastante melhor que edifícios irregulares, quando sujeitos à mesma acção sísmica. Efectivamente, uma vez que em geral é possível após um sismo reconhecer as razões que levaram a danos graves ou mesmo ao colapso, verifica-se que uma dessas causas é a falta de regularidade estrutural [23]. A regularidade estrutural é assim uma característica que deverá existir numa estrutura, para que, para além de assegurar um bom comportamento sísmico, se garanta um maior aproveitamento das capacidades de todos os seus elementos. A variação brusca de rigidez numa determinada zona de uma estrutura, implica a existência de zonas de concentração de esforços, os quais poderão levar ao esgotamento da capacidade dúctil nessa região e conseqüentemente ao aparecimento de zonas danificadas, as quais poderão originar o seu colapso. Dado o grande número de variáveis e características estruturais a ter em conta, a definição do conceito de regularidade estrutural e a sua quantificação revela-se uma missão muito complexa. Com o objectivo de uniformizar os métodos de dimensionamento de novas estruturas o EC8 [2] introduz o conceito de regularidade estrutural, em planta e em altura. Para que uma estrutura seja regular em planta ou em altura, todos os requisitos presentes na norma

terão de ser cumpridos. Pela análise da Tabela 2.11 conclui-se que este tipo de classificação condiciona o modelo a adoptar, o tipo de análise a realizar e ainda o coeficiente de comportamento, cujo valor deverá ser reduzido em 20% aquando da presença de uma estrutura irregular em altura.

Tabela 2.11 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico de acordo com o EC8 [2].

REGULARIDADE		SIMPLIFICAÇÃO PERMITIDA		FACTOR DE COMPORTAMENTO (Para a análise linear)
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	
Sim	Sim	Plano	Força Lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força Lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

2.5.8 Análise estrutural

O EC8 [2] impõe que o modelo do edifício deva representar adequadamente a distribuição de massa e de rigidez de modo a que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para a acção sísmica considerada. No caso de análises não lineares deverá também representar adequadamente a distribuição de resistência. As estruturas são constituídas por um conjunto de sistemas resistentes a cargas verticais e laterais ligados por diafragmas rígidos ou deformáveis, sendo considerado o diafragma rígido se, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano, os seus deslocamentos horizontais não excederem em nenhum ponto os relativos à hipótese de diafragma rígido em mais de 10% dos correspondentes deslocamentos horizontais absolutos na situação da combinação fundamental sísmica.

Deverão ser considerados os seguintes aspectos na análise estrutural:

- Em situações regulares a análise poderá ser efectuada utilizando dois modelos planos;
- Na ausência de outra informação relativa aos elementos fendilhados, poderá considerar-se que as propriedades de rigidez dos elementos de betão e de alvenaria são iguais a metade da rigidez correspondente aos elementos não fendilhados;
- As paredes de enchimento que contribuam significativamente para a rigidez e resistência lateral do edifício deverão ser tidas em conta no modelo;
- A deformabilidade da fundação deverá ser tida em conta sempre que possa influenciar desfavoravelmente a resposta da estrutura;
- O centro de massa calculado para cada piso i deve ser deslocado, em cada direcção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade accidental, $e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$, onde L_i é a dimensão do piso na direcção perpendicular à acção sísmica.

Os aspectos anteriormente mencionados enquadram-se na prática de projecto implementada pelo RSA [5], contudo o conceito de integração no modelo estrutural das paredes de enchimento, no qual reside o enfoque deste trabalho, e a consideração de metade da rigidez para ter em conta a fendilhação apresentam-se como os aspectos mais diferenciadores que o EC8 [2] preconiza relativamente à legislação anterior. Relativamente ao último aspecto enunciado importa efectuar desde já a sua apreciação, obstando qualquer comentário sobre as paredes de enchimento, uma vez que o tema será amplamente discutido ao longo deste trabalho.

O EC8 [2] prescreve que, para edifícios em betão armado, mistos aço-betão ou alvenaria, a modelação a utilizar na análise estrutural deverá considerar o efeito da fendilhação na rigidez,

devido a rigidez em estado fendilhado corresponder ao início da cedência das armaduras. Esta consideração deve-se ao facto de um dos principais pressupostos do EC8 [2] para a dissipação de energia e ductilidade consistir no princípio de que a resposta global de uma estrutura sujeita a forças laterais monotónicas é bilinear, próxima de um comportamento elástico perfeitamente plástico. Assim sendo, o valor da rigidez elástica a utilizar na análise deveria corresponder à rigidez do ramo elástico da resposta bilinear atrás referida, logo utilizar a totalidade da rigidez do betão em estado não fendilhado resulta num pressuposto incorrecto [24]. Caso não seja efectuada uma análise mais rigorosa para obter o valor da rigidez fissurada, o EC8 [2] refere que esta poderá ser considerada como sendo metade da rigidez adoptada em regime elástico. Note-se, porém, que esta hipótese origina uma redução da rigidez excessivamente conservativa [24].

O acima exposto resulta numa evolução face à prática de projecto sismo-resistente implementada pelo RSA [5], uma vez que se reconhece a necessidade de haver uma correcta avaliação dos deslocamentos impostos pela acção sísmica numa estrutura, indispensável especialmente para a verificação dos efeitos de segunda ordem para as verificações associadas aos estados limites de serviço (limitação de danos). No entanto, este conceito resulta num processo pouco prático em termos de dimensionamento estrutural, pois será necessário definir dois modelos de cálculo, um para o estado fendilhado de forma a efectuar a análise da acção sísmica e outro não fendilhado para os restantes estados limites últimos e de serviço. A obtenção, de modo automático, das envolventes de esforços entre estes dois modelos reveste-se de difícil concretização, pois estaremos em presença de duas análises estruturais para o mesmo edifício.

2.5.8.1 Métodos de análise

De acordo com o EC8 [2] e pelas simplificações indicadas na Tabela 2.11, são permitidos os seguintes métodos de análise para o dimensionamento de edifícios e para a avaliação do seu desempenho sísmico:

- Análise elástica linear. Em função das características estruturais do edifício pode ser usado o “Método de análise por forças laterais”, com as restrições supra mencionadas ou ao “Análise modal por espectro de resposta” a qual não possui qualquer condição prévia de aplicabilidade, sendo por esta razão o método de referência de análise estrutural preconizado pelo EC8 [2];
- Análise elástica não linear. Como alternativa aos métodos lineares pode ser usada a “Análise estática não linear” (pushover), ou uma “Análise temporal não linear” (dinâmica).

Realce-se que o método de análise padrão definido no EC8 [2] a “Análise modal por espectro de resposta” é idêntico ao preconizado pelo RSA [5], verificando-se de igual modo uma correspondência directa entre as duas normas para a análise estática linear. Atendendo à sua relação com o presente trabalho, nas próximas subsecções, serão feitas algumas referências ao “Método de análise por forças laterais” e à “Análise estática não linear” (pushover).

2.5.8.2 Método de análise por forças laterais

Este método consiste na aplicação de dois conjuntos ortogonais de forças horizontais, aplicados separadamente ao modelo linear da estrutura. Surge como um método bastante simplificado, contudo, não deixa de constituir uma boa aproximação desde que seja aplicado em edifícios com uma estrutura bastante regular, tanto em planta como em altura.

Ao contrário do RSA [5], o EC8 [2] estipula determinadas condições a verificar, de modo a ser viável a aplicação deste tipo de análise, as quais têm como base o facto da resposta do edifício não poder ter grande contribuição de modos de vibração superiores aos fundamentais em cada direcção, dado que um dos pressupostos desta metodologia é o facto de se admitir que os efeitos das rotações dos pisos são inferiores ao das translações. Assim, para além da verificação dos critérios de regularidade em altura, o período fundamental de vibração, T_1 , do edifício nas duas direcções preferenciais, deve obedecer ao menor dos seguintes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Equação 2.15}$$

O principal objectivo deste método é o de simular através destas forças o pico das forças de inércia induzidas pela componente horizontal da acção sísmica nas duas direcções. Para ser possível proceder à sua aplicação, é necessário inicialmente calcular a força de corte basal, F_b , a qual é determinada através da equação seguinte:

$$F_b = S_d(T_1)m\lambda \quad \text{Equação 2.16}$$

Sendo:

- $S_d(T_1)$ Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;
- T_1 Período fundamental do edifício na direcção considerada;
- m Massa total do edifício;
- λ Factor de correcção, cujo valor será igual a $\lambda = 0.85$ se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício mais de dois pisos, ou $\lambda = 1.0$ nos restantes casos.

O período fundamental de vibração, T_1 , poderá ser determinado recorrendo a métodos de análise dinâmica de estruturas, como por exemplo o “Método de Rayleigh”. No entanto, esta norma, para edifícios com altura até 40 m, propõe um valor aproximado dado pela Equação 2.17 ou em alternativa indica a Equação 2.18, baseada nos deslocamentos elásticos do topo do edifício.

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad \text{Equação 2.17}$$

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad \text{Equação 2.18}$$

Sendo:

- C_t Coeficiente que tem o valor de 0.075 para edifícios de betão armado (são permitidos outros valores em função do tipo de estrutura);
- H Altura do edifício, em metros, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida;
- d Deslocamento elástico lateral do topo do edifício, em metros, devido às cargas gravíticas aplicadas na direcção horizontal, ao nível de cada piso.

Com a determinação da força de corte basal, F_b , é possível calcular as forças, F_i , a aplicar nas duas direcções ortogonais de análise, ao nível de cada piso i . Na hipótese dos modos de vibração fundamentais serem calculados utilizando métodos da dinâmica das estruturas, as forças, F_i , deverão ser calculadas pela equação seguinte:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad \text{Equação 2.19}$$

Sendo:

- s_i, s_j Deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;
- m_i, m_j Massas dos pisos, calculadas de acordo com a Equação 2.11.

No caso do modo fundamental de vibração ser estabelecido aproximadamente admitindo que os deslocamentos horizontais aumentam linearmente em altura, as forças, F_i , deverão ser calculadas pela equação seguinte:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad \text{Equação 2.20}$$

Sendo:

- z_i, z_j Alturas das massas m_i, m_j acima do nível de aplicação da acção sísmica (fundação ou do nível superior de uma cave rígida).

As forças, F_i , deverão ser distribuídas pelos sistemas de contraventamento admitindo que os pisos são rígidos no seu plano. No caso da rigidez lateral e a massa dos edifícios estarem dispostas simetricamente em planta, os efeitos acidentais da torção poderão ser contabilizados, multiplicando os esforços em cada elemento resistente por um coeficiente, δ , obtido através da equação seguinte:

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e} \quad \text{Equação 2.21}$$

Sendo:

- x Distância ao centro de massa do edifício, em planta, do elemento em consideração, medida perpendicularmente à direcção da acção sísmica;
- L_e Distância entre os dois elementos resistentes mais afastados, medida na direcção perpendicular à acção sísmica considerada.

Se a análise for efectuada através da utilização de dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal, os efeitos da torção deverão ser obtidos através da consideração do dobro da excentricidade acidental e pela Equação 2.21, mas substituindo o factor 0.6 por 1.2.

A proposta de fórmula do RSA [5], para a obtenção das forças sísmicas horizontais, apresenta grandes semelhanças com a Equação 2.20, constatando-se contudo, que enquanto o EC8 [2] entra em linha de conta o valor do espectro de cálculo para o período fundamental da estrutura, $S_d(T_1)$, e com um factor correctivo, λ , o RSA [5] entra em consideração com o coeficiente sísmico β , obtido de uma forma expedita da envolvente dos espectros dos dois tipos de sismos, dependendo do tipo de terreno, da frequência própria fundamental da estrutura, do zonamento, e do tipo de estrutura.

2.5.8.3 Análise estática não linear (*pushover*)

A análise *pushover*, cujo esquema base se mostra na Figura 2.12, baseia-se na aplicação incremental de um ou mais carregamentos laterais estáticos à estrutura, P , que pretendem representar, de forma aproximada, as forças de inércia que se geram ao nível dos pisos do edifício, características do seu comportamento dinâmico, aquando da ocorrência de um sismo. Na presença de diafragmas rígidos, as forças de inércia são geralmente aplicadas ao nível dos pisos, cujos pontos de aplicação se podem reduzir aos respectivos centros de massa sem perda de precisão. Em cada um dos incrementos é determinado o estado de deformação da estrutura com métodos iterativos, o que permite que se obtenha uma resposta não linear, com a qual se pode acompanhar a evolução dos danos estruturais.

Ao caracterizar o estado de deformação global da estrutura através de uma única variável, por exemplo, o deslocamento lateral do último piso, D_t , e a intensidade do carregamento pela reacção horizontal na base da estrutura, a força de corte basal, V , estabelece-se uma relação escalar designada por curva de capacidade resistente. Através da curva de capacidade podem avaliar-se de forma aproximada a rigidez, resistência e ductilidade da estrutura.

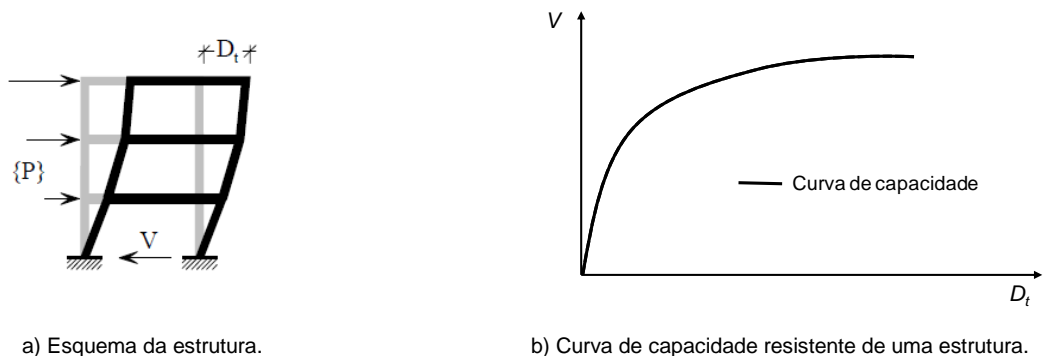


Figura 2.12 - Análise *pushover*.

A análise *pushover* é utilizada para verificar o desempenho sísmico de estruturas já existentes ou para validar o dimensionamento sísmico de estruturas, nomeadamente no que se refere aos seguintes aspectos:

- Para analisar os valores do coeficiente, α_u/α_1 ;
- Para estimar os mecanismos plásticos e a distribuição dos danos;
- Para avaliar o desempenho sísmico estrutural de edifícios existentes ou rehabilitados;
- Como alternativa ao dimensionamento sísmico baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento, q . Neste caso deverá utilizar-se como base de cálculo o deslocamento-alvo indicado no EC8 [2].

O método previsto pelo EC8 [2] para a análise *pushover* é o “Método N2”. O método foi desenvolvido pela Universidade de Ljubljana, iniciado na década de 80 e que foi sofrendo várias alterações até à sua versão actual. Baseia-se, numa combinação da análise *pushover* com a abordagem do método do espectro de resposta, tal como os métodos existentes proposto pelo ATC 40 [25] e pelo FEMA 273 [26]. Acerca do “Método N2” descrevem-se em seguida os passos mais importantes para a sua aplicação [27] :

Passo 1: Dados

Corresponde à definição do modelo estrutural e da acção sísmica. Na modelação estrutural consideram-se as propriedades fisicamente não lineares dos elementos concentradas nas suas extremidades através da definição de rótulas plásticas, definindo para o efeito, por exemplo, um diagrama bilinear com rigidez pós-cedência na relação momento *versus* rotação. Relativamente à acção sísmica, recorre-se a um espectro de resposta elástico, para um valor de coeficiente de amortecimento igual a 5% (para estruturas de betão armado) e considera-se um determinado valor de aceleração de pico de solo.

Passo 2: Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento

O espectro utilizado é do tipo ADRS (*Acceleration displacement response spectrum*) onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento. Para um sistema de um grau de liberdade de período, T , e com comportamento elástico, a relação entre o espectro de resposta elástico de aceleração, S_{ae} , e de deslocamento, S_{de} , é dada pela equação seguinte:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad \text{Equação 2.22}$$

A determinação dos espectros de resposta inelásticos, S_a e S_d , para valores constantes de ductilidade, μ , é feita de acordo com as equações seguintes (Equação 2.23 e Equação 2.24).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad \text{Equação 2.23}$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad \text{Equação 2.24}$$

O factor de redução devido à dissipação de energia hysterética, R_μ , presente nas estruturas dúcteis é dado pela Equação 2.25, onde T_c representa o período característico do movimento do solo.

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1; & T < T_c \\ \mu; & T \geq T_c \end{cases} \quad \text{Equação 2.25}$$

Na Figura 2.13, encontram-se representados os espectros de resposta inelásticos, para valores de $\mu > 1$ e o espectro de resposta elástico na situação particular de $\mu = 1$.

Passo 3: Definição da curva de capacidade resistente

Como se esquematizou na Figura 2.12, esta curva é obtida a partir do corte na base da estrutura, V , em função do deslocamento lateral do último piso, D_t , recorrendo a uma análise não linear e aplicando uma distribuição de cargas laterais, P_i , até atingir o colapso da estrutura. A força lateral a aplicar ao nível de cada piso i , é obtida pela equação seguinte:

$$P_i = pm_i\phi_i \quad \text{Equação 2.26}$$

Sendo:

- p Factor incremental para controlo da intensidade do carregamento;
- m_i Massa do piso i ;
- ϕ_i Componente i do modo condicionante.

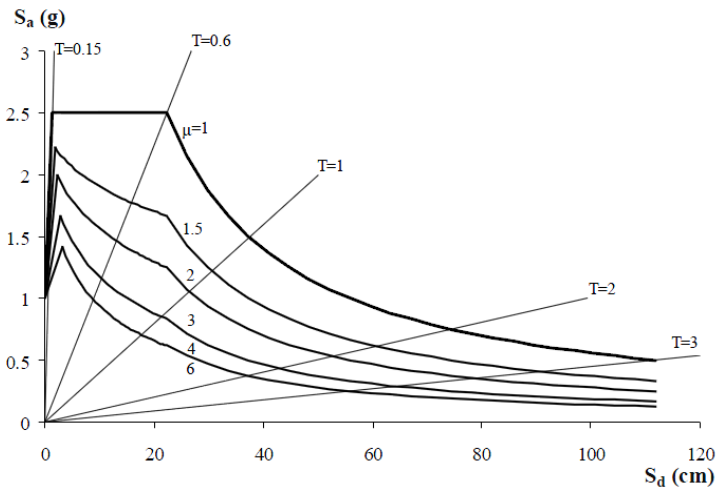


Figura 2.13 - Espectros de resposta em formato ADRS [27].

Passo 4: Sistema de um grau de liberdade equivalente

Atendendo ao facto da acção sísmica ser quantificada a partir de espectros de resposta, a estrutura deverá ser modelada a partir de um sistema de um grau de liberdade equivalente. Assim, como se esquematiza na Figura 2.14, no método N2 a transformação da estrutura inicial, modelada num sistema de N graus de liberdade, para um sistema de um grau de liberdade equivalente é realizada a partir do factor de transformação, Γ , definido pela equação seguinte:

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad \text{Equação 2.27}$$

A força e o deslocamento do sistema de um grau de liberdade equivalente são obtidos a partir da Equação 5.5 e da Equação 5.6, respectivamente.

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad \text{Equação 2.28}$$

$$d^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad \text{Equação 2.29}$$

Como se esquematiza na Figura 2.14 b), com a referida transformação é possível obter a curva de capacidade resistente para o sistema de um grau de liberdade, onde o valor espectral de aceleração do sistema de um grau de liberdade equivalente é dado pela Equação 2.30.

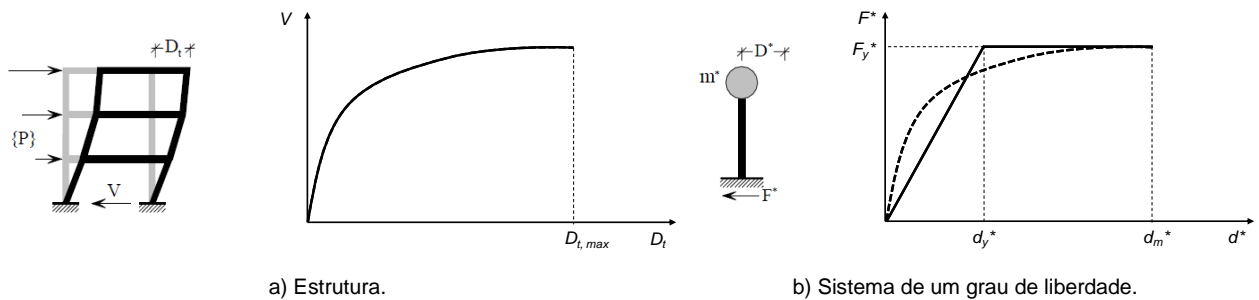


Figura 2.14 - Definição da curva de capacidade (Adaptado de [27, 28]).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad \text{Equação 2.30}$$

Com a curva bilinear ficam definidos a resistência do sistema de um grau de liberdade, F_y^* , e o seu deslocamento de cedência, d_y^* . O período T^* pode então ser determinado pela equação seguinte:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad \text{Equação 2.31}$$

Passo 5: Desempenho sísmico do sistema de um grau de liberdade equivalente

Como se mostra na Figura 2.15 a resposta sísmica do sistema de um grau de liberdade equivalente pode ser obtida recorrendo a um procedimento gráfico. Nesta fase é possível traçar no mesmo gráfico, aceleração *versus* deslocamento espectral, a curva de capacidade resistente correspondente a um sistema de um grau de liberdade, e o espectro de resposta.

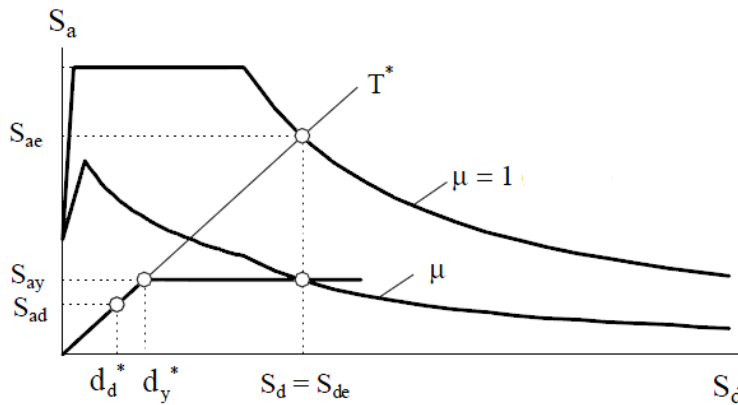


Figura 2.15 - Espectro elástico e inelástico versus curva de capacidade [27].

Pela análise da Figura 2.15 podemos verificar que o valor espectral elástico da aceleração, S_{ae} e correspondente deslocamento, S_{de} , obtêm-se pela intercepção da linha radial, que corresponde ao troço de comportamento elástico da curva de capacidade do sistema de um grau de liberdade, para um período, T^* , com o espectro de resposta elástico. O valor do factor de redução devido à dissipação de energia histerética, R_μ , pode ser dado pela relação entre as acelerações espectrais correspondentes às respostas elásticas, $S_{ae}(T^*)$, e inelásticas, S_{ay} , como se indica na equação seguinte:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*} m^* \quad \text{Equação 2.32}$$

Para um comportamento elástico, o deslocamento alvo, S_{de} , é dado pela Equação 2.33, onde $S_{ae}(T^*)$ representa o valor espectral elástico da aceleração correspondente ao período T^* .

$$S_{de} = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{Equação 2.33}$$

A determinação do valor do deslocamento alvo, S_d , depende do intervalo onde se situa o período, T^* , e das características dinâmicas do sistema. Assim teremos várias hipóteses a considerar e que se encontram esquematizadas na Figura 2.16:

- Períodos baixos, $T^* < T_C$ e a estrutura com um comportamento elástico, $S_{ay} > S_{ae}(T^*)$. O valor do deslocamento alvo poderá ser calculado pela Equação 2.34.

$$S_d = S_{de} \quad \text{Equação 2.34}$$

- Períodos baixos, $T^* < T_C$ e a estrutura com um comportamento inelástico, $S_{ay} < S_{ae}(T^*)$. A Equação 2.25 pode ser escrita na forma apresentada pela Equação 2.35. O valor do deslocamento alvo poderá ser calculado a partir da Equação 2.36, que resulta da Equação 2.24 e da Equação 2.35.

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad \text{Equação 2.35}$$

$$S_d = \mu d_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq S_{de} \quad \text{Equação 2.36}$$

- Períodos médios e longos, $T^* > T_C$. O valor do deslocamento alvo poderá ser calculado pela Equação 2.37.

$$S_d = S_{de} \quad \text{Equação 2.37}$$

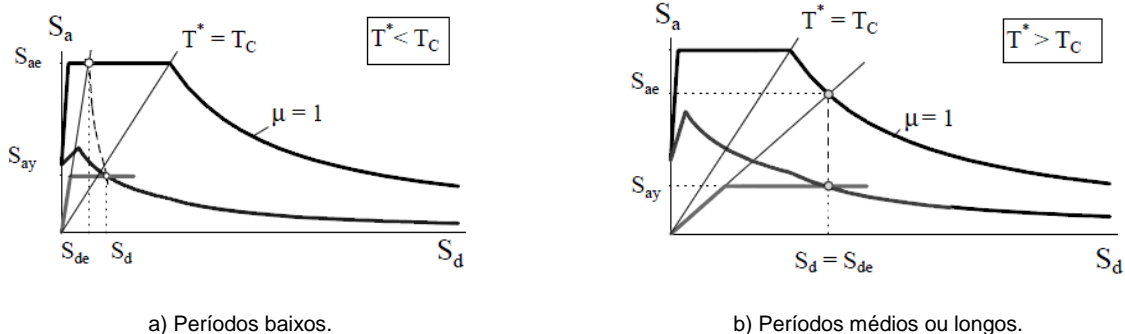


Figura 2.16 - Determinação do deslocamento objectivo do sistema de um grau de liberdade equivalente [27].

Passo 6: Desempenho sísmico da estrutura

Para avaliar o desempenho sísmico da estrutura, deverá determinar-se o deslocamento de topo da estrutura utilizando para o efeito a Equação 2.38. Seguidamente, de acordo com os procedimentos indicados no "Passo 3", deverá ser aplicada à estrutura, de forma incremental, uma distribuição de forças até a estrutura atingir o deslocamento, D_t . Para este valor de deslocamento de topo calculam-se, por exemplo, as rotações nas extremidades dos elementos estruturais ou os deslocamentos diferenciais entre os diversos pisos. Os resultados obtidos são comparados com os valores resistentes.

$$D_t = \Gamma d^* \quad \text{Equação 2.38}$$

2.5.9 Elementos não estruturais

O EC8 [2] impõe que os elementos não estruturais dos edifícios que possam, em caso de colapso, pôr em risco as pessoas ou afectar a estrutura principal do edifício ou as instalações de serviços vitais, devam ser verificados juntamente com os seus apoios, para resistirem à acção sísmica de cálculo. Esta normativa vai mais longe no que se refere aos elementos que influenciem o comportamento da “estrutura sísmica primária”, os quais deverão ser tidos em conta na modelação da estrutura. Este aspecto, com grande influência no dimensionamento sísmo-resistente da estrutura, é uma novidade quando comparado com as linhas principais de dimensionamento subjacentes no RSA [5]. No capítulo seguinte este assunto será novamente retomado e devidamente aprofundado, enquadrando-o no contexto normativo nacional e internacional, assim como, apresentando os mais importantes trabalhos de investigação desenvolvidos acerca do comportamento no plano e para fora do plano dos painéis de alvenaria de enchimento.

2.5.10 Medidas adicionais para estruturas com paredes de enchimento

Os efeitos das paredes de enchimento em alvenaria no comportamento sísmico das estruturas são amplamente conhecidos, podendo salientar-se os seguintes [3]:

- Aumento da rigidez do conjunto, o que provoca o aumento da frequência própria do edifício e modifica a rigidez lateral da estrutura;
- Introdução de modos de rotura localizados, como por exemplo colunas curtas ou pisos vazados;
- Irregularidades no comportamento, como por exemplo na alteração da distribuição de esforços devido à acção sísmica, originando outras linhas de distribuição de carga.

Salienta-se, igualmente, que uma parte significativa dos danos num edifício resultantes de um sismo é devida ao comportamento das paredes de alvenaria, quer devido a danos nestas, quer devido a danos que o funcionamento destas provoque em elementos estruturais ou equipamentos [3]. A própria rotura do painel de alvenaria, com o seu destaque, nomeadamente para fora do plano, poderá causar danos elevados no interior ou exterior do edifício, podendo provocar vítimas.

Apesar de todas estas implicações na correcta definição dos modelos estruturais, as paredes de preenchimento têm resistido à modelação analítica, provavelmente devido ao facto do seu comportamento ser dependente de numerosos parâmetros, os quais, na sua maioria, estão associados a um elevado grau de incerteza [4]. O EC8 [2] refere a obrigatoriedade das paredes de enchimento serem tidas em consideração na modelação da estrutura, caso contribuam significativamente para a rigidez lateral e para a resistência do edifício. Considerando as irregularidades em planta e altura provocadas pelas alvenarias de enchimento, impõe algumas disposições adicionais para pórticos com enchimentos em alvenaria, nomeadamente relativamente a requisitos e critérios, as quais deverão apenas ser observados obrigatoriamente para estruturas de classe de ductilidade DCH. Impõe um critério de limitação de danos nas paredes de enchimento, o qual deverá ser observado para todas as classes de ductilidade, excepto, em áreas de baixa sismicidade. Tal como referido no subcapítulo anterior, estas medidas adicionais apresentam-se como medidas de grande diferenciação do EC8 [2] face ao RSA [5].

2.5.11 Verificação de segurança

O EC8 [2] refere que as duas exigências fundamentais de desempenho são o requisito de não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos, sendo para o efeito necessário serem verificados, respectivamente, os estados limites últimos e os estados limites de utilização. Na verificação de segurança, a grande diferença entre o EC8 [2] e o RSA [5], reside na consideração de um conjunto de verificações, relacionadas com a dissipação de energia e ductilidade que terão de ser desenvolvidas para validar o estado limite último, assim como, a consideração pelo EC8 [2] do estado de limitação de danos.

2.5.11.1 Estado limite último

A exigência de não colapso global e local será alcançada através do dimensionamento e pormenorização dos diversos elementos estruturais para uma combinação de resistência e ductilidade que providencie um coeficiente de segurança entre 1.5 e 2 contra uma substancial perda de resistência relativamente a cargas laterais, estando intimamente ligada às verificações de projecto relativas aos estados limites últimos [24].

Para o estado limite último poderão ser adoptadas duas estratégias de dimensionamento distintas em edifícios, mediante o enquadramento dos mesmos nos critérios de excepção do EC8 [2]: o dimensionamento por capacidade resistente e o dimensionamento directo.

2.5.11.1.1 Dimensionamento por capacidade resistente

O objectivo deste dimensionamento é o de forçar na estrutura um determinado comportamento não linear, o que implica que a entrada em regime não linear não se dê simultaneamente em todos os elementos da estrutura, mas sim em determinadas zonas definidas previamente. Assim sendo, deverá ser assegurado que essas zonas apresentem ductilidade e capacidade de dissipação de energia adequadas, e que nas restantes zonas a estrutura trabalhe em regime elástico.

Esta estratégia de verificação aplica-se a todos os edifícios à excepção dos referenciados no subcapítulo seguinte e considera-se garantida a exigência de não colapso desde que sejam cumpridas as seguintes condições que seguidamente serão expostas.

Condições de resistência

Para todos os elementos estruturais, incluindo ligações e elementos estruturais relevantes, deverá ser cumprida a condição definida pela Equação 2.39

$$E_d \leq R_d \quad \text{Equação 2.39}$$

Onde:

- E_d O valor de cálculo do efeito da acção, devido à situação sísmica de cálculo, incluindo, se necessário, os efeitos de segunda ordem;
- R_d Resistência de cálculo correspondente do elemento, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado e com os modelos mecânicos associados ao tipo específico de sistema estrutural.

Não serão considerados os efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) se a condição da Equação 2.40 for satisfeita em todos os pisos.

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \leq 0.10 \quad \text{Equação 2.40}$$

Onde:

- θ Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} Carga gravítica total acima e no piso considerado na acção sísmica de projecto;
- d_r Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios, d_s (obtido a partir da Equação 2.41), no topo e na base do piso em análise;
- V_{tot} Força total de corte do piso em análise;
- h Distância entre pisos.

Os deslocamentos laterais médios, d_s , no topo e na base do piso em análise, podem ser determinados pela equação seguinte:

$$d_s = q_d d_e \quad \text{Equação 2.41}$$

Onde:

- d_s Deslocamento de um ponto da estrutura devido à acção sísmica de cálculo;
- q_d Coeficiente de comportamento do deslocamento que se admite ser igual a q ;
- d_e Deslocamento do mesmo ponto da estrutura, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Caso $0.1 < \theta \leq 0.2$ os efeitos de segunda ordem serão tidos em consideração de uma forma aproximada, afectando os efeitos da acção sísmica relevante por factor igual $1/(1 - \theta)$, não devendo, no entanto, o valor de θ exceder 0.3. Na eventualidade de θ exceder 0.2, será necessário efectuar-se uma análise de segunda ordem exacta [24].

Condições de ductilidade local e global

A verificação da exigência de não colapso não implica que a estrutura permaneça em regime elástico durante a ocorrência de um sismo, mas nem todas as partes de uma estrutura são capazes de apresentar um comportamento dúctil e uma dissipação hysterética de energia. O EC8 [2] preconiza que se garanta a definição de uma hierarquia de resistências entre membros estruturais ou regiões adjacentes e os diferentes mecanismos de transferência de carga dentro do mesmo elemento, assegurando que as deformações inelásticas apenas ocorrerão nos membros, zonas e mecanismos capazes de um comportamento dúctil e de uma dissipação hysterética de energia, permanecendo os restantes elementos em regime elástico. Estas zonas de dissipação de energia deverão estar pormenorizadas e projectadas para assegurar a ductilidade e capacidade de dissipação de energia necessárias [29].

Para que esta condição seja garantida em edifícios de vários pisos, deverá ser prevenida a formação de um mecanismo plástico de piso flexível. Deste modo, o EC8 [2] preconiza, para edifícios de dois ou mais pisos, de sistema estrutural em pórtico ou misto equivalente a pórtico, que a condição expressa na Equação 2.42 seja garantida nos nós de ligação de vigas primárias ou secundárias com pilares primários, para as duas direcções ortogonais de análise.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad \text{Equação 2.42}$$

Onde:

- $\sum M_{Rc}$ Soma dos momentos resistentes dos pilares que fazem parte do nó em análise;
- $\sum M_{Rb}$ Soma dos momentos resistentes das vigas que fazem parte do nó em análise.

Assegura-se assim, com esta condição, o princípio “ pilar forte/viga fraca”, forçando a formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares. Existem contudo alguns casos de dispensa da verificação da condição expressa pela Equação 2.42, nomeadamente:

- Ao nível superior de um edifício de vários pisos;
- Em edifícios de betão armado, num sistema equivalente a um pórtico plano constituído por, pelo menos, quatro pilares de secção similar, poderá excluir-se a verificação num dos nós, sendo, no entanto, necessário observar-se a condição nos restantes.
- Em edifícios de betão armado, no piso térreo de um edifício de dois pisos o valor do esforço normal reduzido seja inferior a 0.3 em todos os pilares.

Condições de equilíbrio

Deverá garantir-se a estabilidade da estrutura sob a acção sísmica, incluindo-se neste contexto as verificações de derrubamento e deslizamento.

Resistência dos diafragmas horizontais

Os diafragmas e as cintagens em planos horizontais devem ser capazes de transmitir, com uma sobrerresistência suficiente, os esforços sísmicos de cálculo aos sistemas de contraventamento a que estão ligados.

Resistência das fundações

Os esforços nos elementos das fundações devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências.

Condição de junta

Os edifícios devem ser protegidos do entrechoque provocado pelo sismo com outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício.

2.5.11.1.2 Dimensionamento directo

Para edifícios localizados em zonas de baixa sismicidade, isto é, para as situações em que o produto, $a_g S$, é menor ou igual a 0.98 m/s^2 para ambos os tipos de acção sísmica, poderá adoptar-se, uma análise e dimensionamento simplificados para a acção sísmica. Assim sendo, poderá ser projectada a estrutura apenas para a resistência, não considerando qualquer provisão relativa à ductilidade ou à dissipação de energia.

Com esta opção, os edifícios em betão armado serão dimensionados de acordo com a legislação base aplicável, simplesmente considerando a acção sísmica através de uma carga lateral, como por exemplo estabelecendo a analogia com a acção do vento. Para este tipo de estruturas, classificadas como estruturas de baixa dissipação, o espectro de resposta de projecto deverá ser calculado utilizando um coeficiente de comportamento, q , que para os edifícios de betão armado terá um valor máximo de 1.5, assim como, deverão ser respeitados

alguns critérios mínimos de ductilidade relativos aos materiais estruturais. Este tipo de dimensionamento, também poderá ser admitido para edifícios cuja classe de importância seja diferente de IV, mesmo nos casos localizados em zonas em que o produto, $a_g S$, seja superior a 0.98 m/s^2 . O EC8 [2] permite efectuar este dimensionamento desde que, para a direcção horizontal considerada, o valor total da força de corte basal devido à acção sísmica, ao nível da fundação ou no topo de uma cave rígida, calculada com um coeficiente de comportamento, q , que para os edifícios de betão armado terá um valor máximo de 1.5, seja menor que o valor correspondente ao valor de cálculo para a acção do vento ou outra qualquer acção relevante para a qual o edifício seja projectado com base numa análise linear. Com o dimensionamento directo a cedência ou rotura pode ocorrer em qualquer secção de qualquer elemento da estrutura e, tanto por flexão, corte, esforço axial ou outros, não se controlando assim o modo de rotura, e consequentemente, o tipo de comportamento não linear da estrutura.

2.5.11.2 Estado de limitação de danos

O requisito de limitação de danos, associado a verificações de projecto relacionadas com estados limites de utilização, será atingido desde que as deformações globais (deslocamentos laterais) sejam limitadas para níveis aceitáveis, relativamente à integridade de todos os elementos estruturais e não estruturais [24]. Devido ao menor período de retorno associado à exigência de limitação de danos, isto é, 95 anos ao invés dos 475 anos associados à exigência de não colapso, os elementos estruturais deverão resistir ao sismo sem grandes perdas de rigidez, devendo os danos em elementos não estruturais ser limitados de modo a viabilizar a sua reabilitação. O requisito de limitação de danos considera-se satisfeito se, sob uma acção sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a acção sísmica de cálculo correspondente ao requisito de não colapso, os deslocamentos entre pisos forem limitados, através das equações seguintes:

- Edifícios com elementos não estruturais construídos com materiais frágeis fixos à estrutura

$$d_r v \leq 0.005h \quad \text{Equação 2.43}$$

- Edifícios que possuem elementos não estruturais construídos com materiais dúcteis

$$d_r v \leq 0.0075h \quad \text{Equação 2.44}$$

- Edifícios que possuem elementos não estruturais fixos de modo a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais

$$d_r v \leq 0.010h \quad \text{Equação 2.45}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- d_r Valor de cálculo do deslocamento entre pisos (ver definição na Equação 2.40);
- h Altura entre pisos;
- v Coeficiente de redução que tem em conta de forma simplificada, a conversão da acção sísmica de projecto para a acção sísmica correspondente à exigência de limitação de danos, tendo em conta o seu inferior período de retorno. O Anexo Nacional do EC8 [2] recomenda o valor de 0.4 para acção sísmica Tipo 1, e de 0.55 para a acção sísmica Tipo 2.

2.6 Conclusões do capítulo

O território de Portugal continental localiza-se num ambiente tectónico que é responsável por uma significativa actividade sísmica, tendo sido atingido por vários sismos que tiveram um grande impacto. De uma forma geral, a sismicidade aumenta de magnitude de norte para sul. Na impossibilidade de actuar sobre a perigosidade sísmica de uma dada região, a redução do risco sísmico passará, necessariamente, por atenuar a vulnerabilidade das construções e de outros elementos expostos à perigosidade sísmica.

Da análise comparativa efectuada entre o RSA [5] e o EC8 [2] destacam-se aspectos diferenciadores, tais como, a consideração da acção sísmica pelo RSA [5] como uma acção variável, com probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, correspondendo a acção sísmica de referência a um período de retorno de 975 anos, sendo majorada com um coeficiente parcial igual a 1.5 na combinação com outras acções. Por outro lado o EC8 [2] apresenta dois tipos de zonamento diferentes e a classificação dos edifícios apresenta um maior refinamento, de forma a traduzir a dissipação de energia patenteada pelos diferentes tipos de estruturas. Ressaltam aspectos inovadores do EC8 [2] face ao RSA [5], nomeadamente, a obrigatoriedade de todos os elementos não estruturais dos edifícios que possam, em caso de colapso, pôr em risco as pessoas ou afectar a estrutura principal do edifício ou as instalações de serviços vitais, devam ser verificados juntamente com os seus apoios, para resistirem à acção sísmica de cálculo, assim como, a obrigatoriedade das paredes de enchimento serem tidas em consideração na modelação da estrutura, caso contribuam significativamente para a rigidez lateral e para a resistência do edifício. Também nesta perspectiva, o EC8 [2] impõe a consideração de um conjunto de verificações, relacionadas com a dissipação de energia e ductilidade que terão de ser desenvolvidas para validar o estado limite último, assim como, a verificação do estado de limitação de danos. Por fim, destaca-se, a correspondência directa entre as duas regulamentações na análise estática linear, e a semelhança do método de análise padrão definido no EC8 [2] a “Análise modal por espectro de resposta”, com o método preconizado pelo RSA [5].

3 ESTADO DO CONHECIMENTO: INTERACÇÃO DAS PAREDES DE PREENCHIMENTO COM O SISTEMA ESTRUTURAL

Nos últimos anos a comunidade científica tem produzido vários trabalhos, quer experimentais, quer analíticos, 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 preenchimento em alvenaria. Neste capítulo serão apresentados trabalhos que têm contribuído para o desenvolvimento desta matéria, transversalmente na área dos materiais de construção e das estruturas.

3.1 Introdução

Como já foi referido neste trabalho, a história de Portugal é fértil em sismos com efeitos destruidores, sendo provável que sismos de grande potencial destrutivo venham a ocorrer no futuro em Portugal. Perante a perigosidade sísmica evidenciada, é da responsabilidade de todos os intervenientes (autoridades, investigadores, projectistas e empresas) que os danos humanos e físicos nas construções sejam controlados.

As paredes de alvenaria em Portugal têm, quase exclusivamente, funções de vedação. No entanto, é um facto bem conhecido que as paredes contribuem para o comportamento sísmico do sistema estrutural. A teoria e a prática demonstraram repetidamente que as paredes de enchimento em alvenaria podem afectar de forma positiva o comportamento sísmico de edifícios, desde que eventuais interacções negativas entre o enchimento e a estrutura sejam evitadas. Por outro lado, os danos em paredes de alvenaria têm consequências muito graves. Estes danos podem, de forma simplificada, ser classificados em dois tipos: colapso para fora do plano da parede, habitualmente com perda de vidas humanas devido ao derrube e queda da parede e custos elevadíssimos de reconstrução pós-sismo; danos no plano da parede, mesmo em caso de danos reduzidos ou inexistentes na estrutura resistente, habitualmente com custos de reconstrução e reabilitação pós-sismo elevados [30]. Diversos estudos apresentam elevadíssimos custos de reconstrução de elementos não estruturais, incluindo paredes de enchimento, revestimentos, tectos falsos, janelas, portas e instalações, podendo atingir até 80% do valor total dos edifícios [31, 32]. Na Figura 3.1 são apresentadas duas fotografias obtidas em L'Aquila, Itália, como exemplos concretos dos danos referidos, assim como, dos danos indirectos que o colapso para fora do plano pode causar.

A Figura 3.2 apresenta, de forma esquemática, o efeito das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento de pórticos de betão armado. Inúmeros ensaios demonstram que as paredes de enchimento em alvenaria conduzem a um aumento de resistência do pórtico, que dependendo das relações entre propriedades mecânicas, rigidez, geometria, etc., poderá situar-se entre 50% e 500%. Nesses mesmos ensaios, também foi possível verificar um aumento de rigidez muito significativo com valores situados entre 100% e 3000%. Os resultados igualmente indicam que, após dano importante para deslocamentos impostos elevados, a resistência da estrutura com a parede de enchimento permanece superior à resistência do pórtico isolado, cifrando-se esse incremento de resistência entre 0 e 100%. Finalmente, ainda é importante salientar que, graças ao confinamento da alvenaria introduzido pelo pórtico de contorno, a sua distorção angular para o nível de resistência máximo aumenta para valores muito elevados, entre 0.5% e 0.8% [30].



a) Colapso para fora do plano da parede.



b) Danos no plano da parede.

Figura 3.1 - Danos nas paredes de enchimento (Fotografias do autor).

No entanto, o efeito das paredes é benéfico se as interacções negativas globais e locais forem evitadas. Referem-se como exemplos bem conhecidos de interacções negativas globais, a distribuição assimétrica das paredes que causa efeitos de torção e a alteração brusca de rigidez devido à ausência de paredes. Referem-se ainda como um exemplo bem conhecido de interacção negativa local, a rotura por corte nos pilares (curtos) devido à criação de troços do pilar excessivamente rígidos, associados ao dano selectivo das paredes ou aberturas mal concebidas [30].

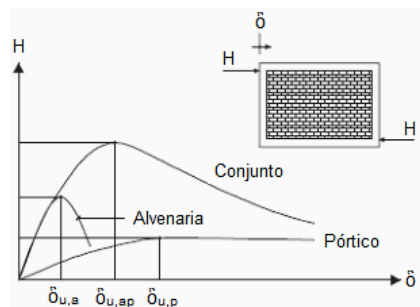


Figura 3.2 - O efeito do enchimento no diagrama, resistência lateral *versus* deslocamento lateral [30].

Perante esta realidade importa reflectir sobre o estado do conhecimento actual para que o presente trabalho, suportado nesse saber, possa contribuir para o desenvolvimento de metodologias e soluções construtivas no sentido da mitigação de vulnerabilidade sísmica do nosso património edificado ou a edificar. Essa reflexão revelou-se de grande complexidade face aos estudos disponíveis, uma vez que os modelos aí considerados exibiam grandes diferenças, nomeadamente em parâmetros, tais como: escala; materiais utilizados na sua construção (aço ou betão armado); características mecânicas dos materiais; geometria dos seus elementos; número de pisos; e pormenorização das armaduras. De igual modo, relativamente às paredes de enchimento dos modelos analisados, as dificuldades encontradas foram análogas devido à grande diversidade de soluções, designadamente ao nível dos materiais utilizados na sua concepção, às suas características mecânicas, à consideração ou não de armaduras e à consideração ou não de aberturas.

Apesar dos condicionalismos referidos, nos subcapítulos seguintes, serão apresentados diversos estudos sobre o comportamento das paredes de preenchimento em alvenaria face às acções horizontais, considerando: a aplicação de cargas monotónicas e cíclicas no plano da parede; aplicação de cargas cíclicas para fora do plano da parede; e a acção conjugada no

plano e para fora do plano após a aplicação das cargas numa das direcções. Serão também referenciados alguns estudos acerca do comportamento global das paredes de preenchimento quando sujeitas a acções dinâmicas. Finalmente será apresentada a perspectiva da avaliação do seu comportamento segundo a *Federal Emergency Management Agency*, a *New Zealand Society for Earthquake Engineering* e a normalização europeia, EC8 [2].

3.2 Comportamento no plano

O comportamento no plano de sistemas estruturais, constituídos por pórticos de betão armado ou metálicos preenchidos com paredes de alvenaria ou betão, tem sido alvo de diversos estudos realizados a partir da segunda metade do século XX, baseados, sobretudo, em trabalhos experimentais. Os primeiros trabalhos realizados começaram por recorrer à aplicação de cargas monotónicas. No sentido da procura de modelos experimentais que reproduzissem com mais rigor a realidade observada, este método de aplicação de cargas foi progressivamente sendo substituído pela aplicação de cargas cíclicas.

3.2.1 Acções horizontais monotónicas

Os principais trabalhos realizados com acções monotónicas encontram-se apresentados na Tabela 3.1, onde se podem constatar as principais 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. A comparação global dos resultados obtidos, devido ao grande número de variáveis em análise, revela-se difícil de concretizar e fora do âmbito deste trabalho. Contudo, serão seguidamente considerados os aspectos de maior interesse de algumas conclusões qualitativas, assim como, alguns dos estudos analíticos formulados.

3.2.1.1 Investigação experimental

Na sua maioria, os modelos ensaiados foram construídos em escalas reduzidas, excepto os utilizados nos trabalhos de Jorquera [33], Bonvalet [34] e um pequeno número de modelos no trabalho de Mainstone [35]. Todos os trabalhos apresentaram uma conclusão comum no que diz respeito ao aumento da rigidez e resistência dos pórticos preenchidos relativamente aos não preenchidos.

Jorquera [33], 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 utilizou, na construção das paredes dos modelos vários tipos de tijolos cerâmicos de uso corrente no Chile.

Mainstone [35] 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.

Tabela 3.1 - Principais trabalhos de investigação realizados com acções horizontais monotónicas [36].

INVESTIGADOR	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS					CARACTERÍSTICAS VARIÁVEIS
	Pórticos	Paredes	Dimensões (cm)			
			L	H	L/H	
Jorquera [33] (1964)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala natural	Alvenaria de tijolos cerâmicos.	240.0	240.0	1.00	Tipo de tijolos.
Stafford Smith [37] (1968)	Metálico; 1 Vão; 1 Piso; Escala reduzida	Paredes de betão.	20.3 30.4 40.6	20.3 20.3 20.3	1.00 1.50 2.00	Cargas verticais uniformemente distribuídas.
Teixeira Trigo [38] (1968)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala reduzida	Paredes de betão armado; Alvenaria de tijolos cerâmicos.	100.0	100.0	1.00	Características das paredes; Secções de betão e percentagem de armadura dos pórticos; Cargas verticais aplicadas nos pilares.
Fiorato <i>et al.</i> [39] 3) (1970)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:8	Alvenaria de tijolos cerâmicos.	4)	4)	4)	Altura e número de pisos; Número de tramos; Qualidade, quantidade e disposição de armadura; Intensidade da carga vertical; Aberturas.
Bonvalet [34] (1970)	Metálico; 2 Vãos; 2 Pisos; Escala natural	Alvenaria de tijolo maciço.	472.0	254.0	1.90	Preenchimento total ou parcial dos pórticos.
Mallick e Garg [40] (1971)	Metálico; 1 Vão; 1 Piso; Escala reduzida	Paredes de betão com cimento aluminoso.	24.0	24.0	1.00	Posição das aberturas nas paredes Ligadores metálicos entre a parede e o pórtico.
Mainstone [35] (1972)	Metálico 1); 1 Vão; 1 Piso; Escala natural; Escala 1:6;	Paredes de betão armado ou simples; Alvenaria de tijolo cerâmico.	20.3 40.6 61.0 81.3 366.0 366.0 366.0	40.6 40.6 40.6 40.6 307.0 310.0 315.5	0.50 1.00 1.50 2.00 1.19 1.18 1.16	Características das paredes; Processo construtivo: modelos com folga entre a parede e a viga.
Dawson e Ward [41] (1972)	Metálico 2); 1 Vão; 4 Pisos; Escala reduzida	Paredes de betão armado.	58.4	50.8	1.15	Processo construtivo: folga entre as paredes, simulando nos pórticos fenómenos de retracção
Liauw [42, 43] (1980)	Metálico; 1 Vão; 4 Pisos; Escala reduzida	Paredes de betão armado.	61.0 76.2 91.4	30.5 30.5 30.5	2.00 2.50 3.00	Inexistência de conectores entre componentes; Existência de conectores entre a parede e a viga; Existência de conectores entre componentes.
Observações:	1) Revestidos com betão; 2) Tridimensionais; 3) Este autor também realizou ensaios cíclicos; 4) Paredes de dimensões variáveis.					

Fiorato *et al.* [39] realizou um estudo alargado com modelos reduzidos à escala 1:8, onde considerou pórticos em betão armado e painéis de preenchimento em alvenaria de tijolo cerâmico, os quais sujeitou a cargas laterais monotónicas e cíclicas. No seu estudo introduziu diversas variáveis tais como: a altura; o número de pisos e de tramos; a consideração de aberturas nos painéis; a qualidade, quantidade e disposição de armaduras; e a intensidade da carga vertical. Observou que a rotura do painel por deslizamento horizontal introduz na estrutura envolvente o efeito de “pilar curto”, com rótulas plásticas e algumas vezes com uma rotura frágil por corte, desenvolvida a meia altura dos pilares. Concluiu, também, que os painéis de preenchimento aumentam a resistência do conjunto estrutural, mas reduzem-lhe a sua ductilidade. Relativamente à presença de cargas verticais, observou que estas aumentam a resistência e a rigidez, assim como, a presença de aberturas reduz a resistência e a rigidez, não sendo contudo, essa redução proporcional ao aumento de área de aberturas.

A influência das cargas verticais aplicadas nos modelos foi evidenciada nos trabalhos de Stafford Smith [37] e Teixeira Trigo [38]. Stafford Smith [37], nos ensaios que efectuou com modelos constituídos por pórticos metálicos preenchidos com paredes de betão, aos quais foram aplicadas cargas verticais uniformemente distribuídas, realizou todo um conjunto de observações das quais se destacam:

- 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 diminuía, observando-se uma rotura dos modelos por compressão.

Teixeira Trigo [38], 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 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 [40] e Liauw [42, 43]. Estes autores nos ensaios que efectuaram com modelos constituídos por pórticos metálicos preenchidos com paredes de betão com cimento aluminoso e de betão armado, concluíram que a introdução de ligadores, contribuía para o aumento da rigidez dos modelos e na maior parte dos casos, para o aumento da sua resistência. Os ligadores, impedindo a separação dos pórticos e das paredes, davam origem a um comportamento conjunto daqueles elementos, mesmo para deslocamentos relativamente grandes.

Dawson e Ward [41] estudaram a influência das juntas de ligação, entre a estrutura envolvente e o painel de preenchimento, na situação de inexistência de ligação entre os dois componentes, devido a fenómenos de retracção ocorridos nas paredes ou à má execução destas. 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, numa primeira fase, a que os pórticos preenchidos apresentassem uma rigidez baixa, semelhante à dos pórticos não preenchidos. Posteriormente, após o contacto entre os componentes constituintes dos modelos, verificava-se um aumento de rigidez.

Alguns trabalhos experimentais provaram que a presença de aberturas nas paredes originava uma redução da rigidez e da resistência dos pórticos preenchidos. Mallick *et al.* [40] também concluíram, 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 regras para a localização das aberturas nas paredes, no sentido de reduzir o efeito adverso que elas introduzem nos pórticos preenchidos.

Alguns destes investigadores tiveram grandes contribuições para a formulação de modelos analíticos, nomeadamente Stafford Smith [37], Mainstone [35], Fiorato *et al.* [39] e Liauw [42, 43], cujas principais abordagens analíticas serão apresentadas a seguir.

3.2.1.2 Modelos analíticos: Stafford Smith [37, 44]

Stafford Smith [37] na sequência dos trabalhos experimentais desenvolvidos, visando a concepção de um modelo analítico que permitisse determinar a rigidez lateral de um sistema estrutural composto pela parede de preenchimento e pelo pórtico envolvente, baseado no conceito da escora diagonal equivalente, como se apresenta na Figura 3.3, demonstrou que a largura, a , de uma escora equivalente, depende do comprimento de contacto entre o pórtico envolvente e o painel, que por sua vez depende da rigidez relativa dos dois componentes. Stafford Smith [37] propôs a relação indicada na Equação 3.1, entre o comprimento de contacto, α , e um parâmetro, λh , representando a rigidez relativa.

$$\frac{\alpha}{H} = \frac{\pi}{2\lambda H} = \frac{\pi}{H} \sqrt[4]{\frac{E_f I_c H}{4E_w t \sin \theta}} \quad \text{Equação 3.1}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- H Comprimento do pilar entre os eixos das vigas;
- E_f Módulo de elasticidade esperado para o pórtico;
- E_w Módulo de elasticidade esperado para o painel de preenchimento;
- I_c Momento de inércia da secção não fendilhada do pilar;
- t Espessura do painel e da escora equivalente;
- θ Ângulo da diagonal relativamente ao eixo horizontal.

Mainstone [35] baseado nos mesmos conceitos, para sistemas estruturais compostos por pórticos de betão armado e paredes de preenchimento em alvenaria, propôs a Equação 3.2 para determinar a largura da escora equivalente, a , função do comprimento do painel.

$$a = 0.175(2l \sin \theta)(\lambda H)^{-0.4} \quad (in) \quad \text{Equação 3.2}$$

Stafford Smith [44] apresentou também uma formulação para a determinação da resistência última do painel, H_{ult} , dada por:

$$H_{ult} = f'_w t \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{E_f I_c H}{4E_w t}} \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde f'_w é a resistência à compressão da alvenaria e as restantes variáveis têm o significado já referido anteriormente.

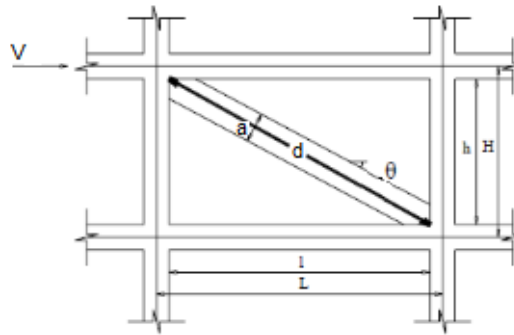


Figura 3.3 - Modelação de um painel de alvenaria de preenchimento por uma escora equivalente.

Stafford Smith [37] recorrendo, também ao conceito de escora equivalente, onde o sistema estrutural é representado por uma estrutura reticulada, constituída pelo pórtico e pela escora equivalente, apresentou para a determinação da rigidez lateral duas expressões, onde a rigidez lateral dependia da rigidez dos nós de ligação. As relações encontradas resultaram da consideração da energia de deformação, devida à tensão no pilar e na escora diagonal, e aos esforços de flexão na estrutura. No caso da consideração de nós de ligação articulados, a rigidez lateral, K_s , seria obtida por:

$$K_s = \frac{1}{(A + B)} \quad \text{Equação 3.4}$$

No caso da consideração de nós de ligação rígidos, a rigidez lateral, K_s , seria obtida por:

$$K_s = \frac{(A + B + C)}{C(A + B)} \quad \text{Equação 3.5}$$

As variáveis A , B e C , representam a flexibilidade lateral do elemento, estando relacionadas respectivamente, com a deformação axial do pilar, da escora diagonal e com a deformação devido à flexão do pórtico, sendo dadas pelas equações seguintes:

$$A = \frac{H(\tan \theta)^2}{A_c E_f} \quad \text{Equação 3.6}$$

$$B = \frac{d}{at E_w (\cos \theta)^2} \quad \text{Equação 3.7}$$

$$C = \frac{H^3(3I_b H + 2I_c L)}{12E_f I_c (6I_b H + I_c L)} \quad \text{Equação 3.8}$$

Onde:

- d Comprimento da escora equivalente;
- L Vão da viga;
- I_b Momento de inércia da secção não fendilhada da viga.

Com este estudo Stafford Smith [37] concluiu que a rigidez dos nós de ligação entre barras não tinha grande influência na rigidez lateral.

3.2.1.3 Modelos analíticos: Fiorato *et al.* [39]

Para a determinação da rigidez lateral das paredes de preenchimento, Fiorato *et al.* [39] desenvolveram um método simples, baseado num modelo de viga em consola, cuja secção era constituída por um material compósito que incluía dois materiais: a alvenaria e o betão armado, referentes respectivamente, ao painel de preenchimento e aos pilares. Do estudo realizado resultou a Equação 3.9 para a determinação da rigidez lateral.

$$K_b = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_{sh}} + \frac{1}{K_{fl}}\right)} \quad \text{Equação 3.9}$$

Sendo K_{sh} a rigidez ao corte e K_{fl} a rigidez à flexão, obtidas, respectivamente, por.

$$K_{sh} = \frac{A_w G_w}{h_w} \quad \text{Equação 3.10}$$

$$K_{fl} = \frac{3E_c I}{h^3} \quad \text{Equação 3.11}$$

Onde as variáveis têm o significado seguinte:

- h_w Altura do painel de preenchimento;
- A_w Área horizontal da secção do painel de preenchimento;
- G_w Módulo de distorção do painel de preenchimento;
- E_c Módulo de elasticidade do betão;
- h Altura da viga compósito;
- I Momento de inércia da viga compósito.

3.2.1.4 Modelos analíticos: Liauw [42, 43]

Liauw [42, 43] considerou três cenários relativos à ligação entre a parede de preenchimento e o pórtico metálico envolvente: inexistência de conectores entre componentes; existência de conectores entre a parede e a viga; e existência de conectores entre componentes. Desenvolveu o modelo de interação entre as paredes de preenchimento e a estrutura envolvente, recorrendo para o efeito a uma análise não linear para modelar o comportamento das estruturas de aço e dos elementos de junta.

Desse estudo analítico, para o cenário da ligação completa entre componentes, apresentou um conjunto de expressões, que permitem a determinação da força horizontal máxima, H_u , que provoca o colapso por corte. Para um sistema estrutural onde seja possível estabelecer uma ligação eficaz entre o painel e a estrutura envolvente, a força horizontal máxima, H_u , será calculada de acordo com as equações seguintes (Equação 3.12 e Equação 3.13, respectivamente para $l > h$ e $h > l$). As mesmas equações também poderão ser usadas para a determinação da força horizontal máxima, H_u , no cenário relativo à ligação parcial entre componentes (ligação entre as vigas e o painel), desde que sejam unicamente considerados os termos relativos ao esforço de corte, sendo os restantes igualados a zero. O cenário relativo à inexistência de ligações, apesar de ter sido desenvolvido pelo autor, não é apresentado neste trabalho por sair do tema em estudo.

$$H_u = \min. \begin{cases} m_c \sigma_c t h + s \left(l - \frac{h}{2} \right) \\ \frac{m_b}{\tan \theta} \sigma_c t h + \frac{sh}{2 \tan \theta} \\ m_c^2 \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6} + s \left(l - \frac{h}{2} \right) \\ m_c^2 \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6 \tan^2 \theta} + \frac{sh}{2 \tan \theta} \\ \frac{m_b^2}{2} \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6} + s \left(l - \frac{h}{2} \right) \\ \frac{m_b^2}{2} \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6 \tan^2 \theta} + \frac{sh}{2 \tan \theta} \end{cases} ; l > h \quad \text{Equação 3.12}$$

$$H_u = \min. \begin{cases} m_c \sigma_c t h + \frac{sl}{2} \\ \frac{m_b}{\tan \theta} \sigma_c t h + \frac{s \left(h - \frac{l}{2} \right)}{\tan \theta} \\ m_c^2 \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6} + \frac{sl}{2} \\ m_c^2 \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6 \tan^2 \theta} + \frac{s \left(h - \frac{l}{2} \right)}{\tan \theta} \\ \frac{m_b^2}{2} \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6} + \frac{sl}{2} \\ \frac{m_b^2}{2} \sigma_c t h + \frac{\sigma_c t h}{6 \tan^2 \theta} + \frac{s \left(h - \frac{l}{2} \right)}{\tan \theta} \end{cases} ; h > l \quad \text{Equação 3.13}$$

Onde as variáveis das referidas equações têm o significado seguinte:

- h Altura do painel de preenchimento;
- l Largura do painel de preenchimento;
- m_b Parâmetro relativo à resistência das vigas;
- m_c Parâmetro relativo à resistência dos pilares;
- s Resistência ao corte do interface de ligação (força por unidade de comprimento);
- t Espessura do painel de preenchimento;
- θ Ângulo da diagonal do painel de preenchimento com a horizontal;
- σ_c Tensão de esmagamento do material do painel.

Considerando que M_{pb} e M_{pc} são, respectivamente, os momentos plásticos da viga e pilar, a determinação dos valores de m_b e de m_c poderá ser realizada com recurso as equações seguintes:

$$m_b = \sqrt{\frac{4M_{pb}}{\sigma_c t h^2}} \quad \text{Equação 3.14}$$

$$m_c = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{\sigma_c t h^2}} \quad \text{Equação 3.15}$$

3.2.2 Acções horizontais alternadas

O comportamento dos pórticos preenchidos com paredes, quando sujeitos a acções horizontais alternadas, tem sido objecto de programas experimentais desenvolvidos em diversos países. Do conjunto dos trabalhos realizados, destacam-se alguns que serão sumariamente apresentados no presente subcapítulo e que se encontram resumidos nas tabelas seguintes (Tabela 3.2 e Tabela 3.3). Na maioria dos trabalhos experimentais realizados, 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 alvenaria é um processo corrente na prática construtiva de numerosos países, em virtude de se tratar de uma solução económica e de fácil execução. Os ensaios tiveram na generalidade, como objectivo, analisar as alterações do comportamento do sistema estrutural devido à existência de paredes, relativamente à sua resistência, rigidez e capacidade de dissipar energia, assim como, avaliar o mecanismo de rotura do conjunto pórtico e parede.

Tal como foi dito no subcapítulo anterior, a comparação global dos resultados obtidos, devido ao grande número de variáveis em análise, revela-se difícil de concretizar e fora do âmbito deste trabalho. Contudo, serão seguidamente considerados os aspectos de maior interesse de algumas conclusões qualitativas apresentadas por alguns destes investigadores, dando especial ênfase ao trabalho de Mehrabi *et al.* [45] por representar a aglutinação do conhecimento desenvolvido até à elaboração do seu trabalho, nomeadamente ao nível da compreensão dos diversos tipos de mecanismos de rotura das paredes de preenchimento quando solicitadas no seu plano.

Tabela 3.2 - Principais trabalhos de investigação realizados com acções horizontais alternadas.

INVESTIGADOR	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS					CARACTERÍSTICAS VARIÁVEIS
	Pórticos	Paredes	Dimensões (cm)			
			L	H	L/H	
Leuchars e Scrivener [46] (1976)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:2; N.º Ensaios 3	Alvenaria de tijolos cerâmicos, com e sem armaduras.	180.0	115.0	1.60	Armadura nas paredes.
Klingner e Bertero [47, 48] (1976 e 1978)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:2; N.º Ensaios 5	Alvenaria de tijolos cerâmicos; Alvenaria de blocos de betão.	188.0	72.0	2.60	Tipo de parede
Jurina [49] (1977)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:2; N.º Ensaios 5	Alvenaria de tijolos cerâmicos com e sem armadura; Painéis pré-fabricados com armadura.	180.0	120.0	1.50	Armadura nas paredes; Ligação entre componentes.
Parducci e Mezzi [50] (1980)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 2:3; N.º Ensaios 8	Alvenaria de tijolos cerâmicos de furação horizontal ou furados.	226.0	128.0	1.80	Tipos de paredes; Secção da viga; Armadura dos pilares; Junta entre a parede e o pilar.

Tabela 3.3 - Principais trabalhos de investigação realizados com acções horizontais alternadas (Continuação).

INVESTIGADOR	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS					CARACTERÍSTICAS VARIÁVEIS
	Pórticos	Paredes	Dimensões (cm)			
			L	H	L/H	
Brokken e Bertero [51, 52] (1981 e 1983)	Betão armado; 1 Vão; 3 Pisos; Escala 1:3; N.º Ensaios 18	Alvenaria de tijolos cerâmicos; Alvenaria de blocos de betão (normal e leve).	188.0	72.0	2.60	Tipo de paredes; Armadura nas paredes;
Tomazevic e Zarnic [53] (1985)	Betão armado, 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:3; N.º Ensaios 8	Alvenaria de blocos de betão com e sem armadura horizontal.	108.0	68.0	1.60	Armadura na parede; Ligação entre componentes.
Stylianidis [54] (1988)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:3; N.º Ensaios 18	Alvenaria de tijolos cerâmicos.	144.0	86.0	1.70	Esforço normal dos pilares; Ligação entre componentes; Lintel de betão armado a meio da parede.
Govindan <i>et al.</i> [55, 56] (1986)	Betão armado; 1 Vão; 7 Pisos; Escala 1:4; N.º Ensaios 4	Alvenaria de tijolos cerâmicos.	100.0 1) 100.0 2)	77.5 1) 60.0 2)	1.30 1) 1.70 2)	Existência de paredes; Aberturas nas paredes.
Mehrabi <i>et al.</i> [45] (1994)	Betão armado; 1 Vão; 1 Piso; Escala 1:2; N.º Ensaios 14	Alvenaria de blocos maciços de betão; Alvenaria de blocos furados de betão.	210.0	140.0	1.50	Pórtico forte; Pórtico fraco.
Observações:	1) Dimensões usadas no primeiro piso; 2) Dimensões usadas nos restantes pisos.					

3.2.2.1 Investigação experimental

Leuchars e Scrivener [46] realizaram um conjunto de ensaios com pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria de tijolo. Estes autores consideraram três modelos para caracterizar as variáveis que se propunham estudar: o modelo de referência sem qualquer preenchimento; um segundo modelo com alvenaria de tijolo armada em duas direcções, sendo a sua armadura vertical ligada à viga; e outro modelo, também em alvenaria de tijolo, mas com a furação dos tijolos completamente preenchidas com betão. O procedimento de aplicação de cargas aos modelos constava de forças horizontais alternadas aplicadas no eixo da viga, não sendo aplicadas qualquer tipo de forças verticais nos pilares. Os valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 25.0 MPa para o betão dos pórticos; e 26.4 MPa para a alvenaria. Estes autores concluíram que a resistência dos pórticos com painéis de preenchimento foi 3.5 vezes superior relativamente à resistência do pórtico de controlo.

Klingner e Bertero [47, 48] realizaram um programa experimental que constava da análise de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria armada, projectados para resistirem a acções sísmicas de grande intensidade. Para ensaio foram construídos cinco modelos: um modelo sem qualquer preenchimento, o qual foi ensaiado e posteriormente foi preenchido com parede de alvenaria armada de tijolo cerâmico com o intuito de ser submetido

a novo ensaio; dois modelos preenchidos com paredes de alvenaria armada de tijolo cerâmico; e os restantes nas mesmas condições dos dois anteriores, mas recorrendo a alvenaria de blocos de betão. Os pórticos e as paredes de preenchimento foram projectados para garantirem uma grande dissipação de energia, sendo para o efeito aplicada uma armadura nas duas direcções do painel com uma percentagem igual a 0.6% da área do painel e a ligação ao pórtico realizada através de varões de aço. 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 no pórtico.

Os modelos reproduziram, a uma escala reduzida, metade dos três primeiros pisos de protótipo de um pórtico com três vãos e onze pisos, como se mostra na Figura 3.4. Na viga superior dos modelos, foram aplicadas forças horizontais alternadas e, nos pilares, forças verticais de forma a simular a acção dos pisos superiores. Os valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 42.0 MPa para os tijolos cerâmicos; 20.7 MPa para os blocos de betão; 30.7 MPa para a argamassa; 24.1 MPa para a alvenaria de tijolo; e 19.0 MPa para a alvenaria de blocos de betão.

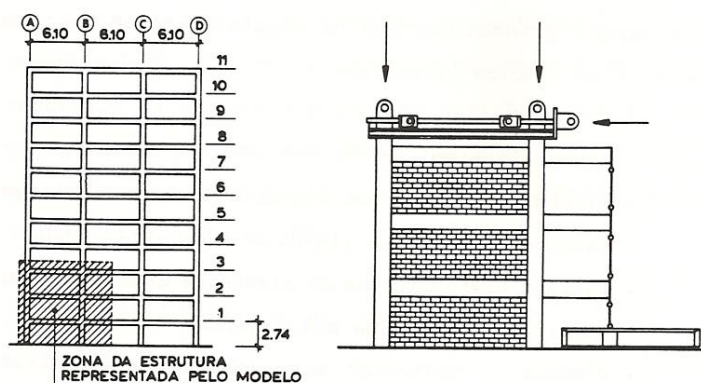


Figura 3.4 - Modelo estudado por Klingner e Bertero [47, 48].

Dos ensaios experimentais estes autores concluíram que a rigidez inicial dos pórticos preenchidos com as paredes de alvenaria era 4.6 e 5.0 vezes superior à rigidez do pórtico sem qualquer preenchimento. De acordo com os mesmos 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 possivelmente o aumento das forças sísmicas nele actuante.

Jurina [49] efectuou diversos ensaios em modelos constituídos por pórticos de betão armado preenchidos pelos seguintes tipos de paredes de alvenaria:

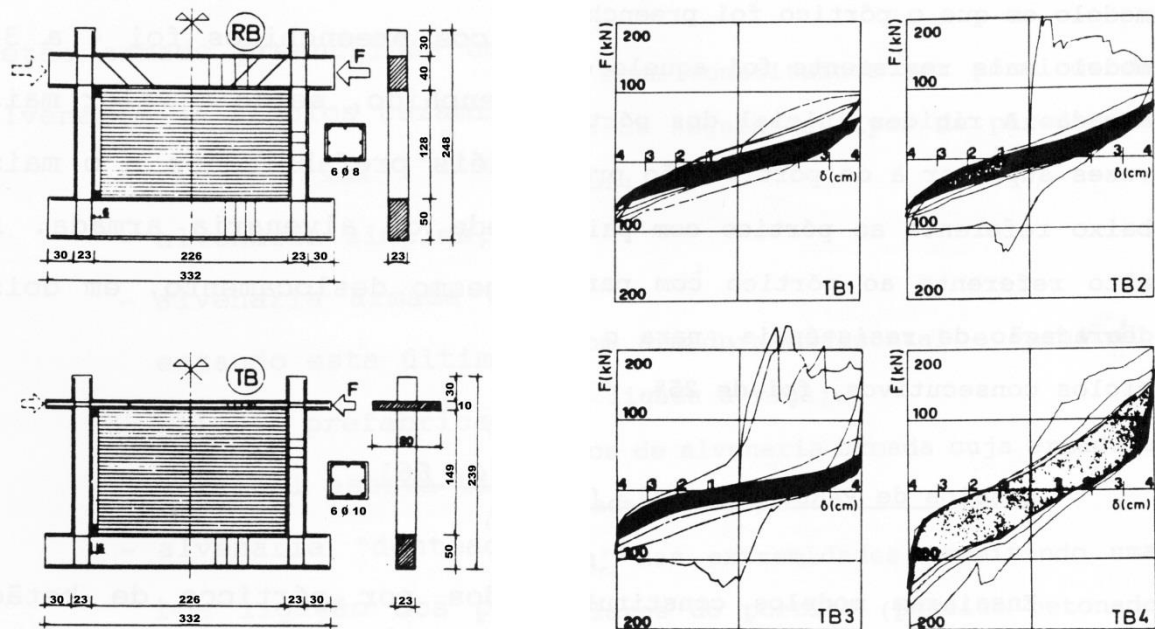
- Alvenaria simples;
- Alvenaria armada com armadura horizontal e vertical, estando esta última ligada à viga;
- Painéis pré-fabricados de alvenaria armada cuja armadura vertical se encontrava ligada à viga;
- Alvenaria “denteada” nas extremidades permitindo uma boa ligação aos pilares do pórtico (pórtico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

Os valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 5.9 a 20.5 MPa para o betão dos pórticos; 10.0 MPa para o tijolo; 8.1 MPa para a argamassa em juntas de assentamento; e 2.9 MPa para a alvenaria simples de

tijolo. O valor médio da tensão de corte obtida para a alvenaria simples de tijolo foi de 0.5 MPa. Aos modelos ensaiados foram impostos deslocamentos horizontais alternados e não foram aplicadas forças verticais nos pilares.

O autor concluiu 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 aos não preenchidos, sendo o valor mais baixo obtido para o pórtico com painéis pré-fabricados e o valor mais elevado referente ao pórtico com a 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 a maior resistência foi aquele em que se utilizou alvenaria armada.

No estudo efectuado por Parducci e Mezzi [50] foram ensaiados modelos constituídos por pórticos de betão armado com e sem preenchimento. Os preenchimentos foram realizados por alvenaria de tijolo cerâmico, sendo este considerado nas duas gamas de furação horizontal e perfurados. Foram utilizados dois tipos de secção para a viga superior dos pórticos: metade das vigas superiores foi construída com uma altura de 0.40 m e a outra metade, com o objectivo de realizar a simulação da laje, com uma altura de 0.10 m. Em dois dos modelos foi criada uma junta de 6 cm entre os pilares e o painel de alvenaria, nesse espaço foram aplicados dois apoios de neoprene: um na parte superior; e outro na parte inferior, com o objectivo de transmitir as cargas aplicadas à parede de alvenaria. A percentagem da armadura longitudinal dos pilares foi de 0.8% e 1.2%, sendo o espaçamento dos estribos constante. Nas vigas superiores dos modelos foram impostos deslocamentos horizontais alternados (± 40 mm), não tendo sido aplicadas forças verticais nos pilares. Na Figura 3.5 apresentam-se as características geométricas dos modelos e os diagramas força horizontal *versus* deslocamento obtidos nos ensaios.



a) Características geométricas dos modelos.

b) Diagrama força horizontal *versus* deslocamento.

Figura 3.5 - Resultados obtidos por Parducci e Mezzi [50] em dois dos modelos.

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 verificaram que ocorria uma rotura por corte dos pilares numa fase muito prematura. Esta rotura ocorria no primeiro ciclo de deslocamentos impostos, registando no segundo ciclo de carga uma degradação da resistência dos pórticos entre 30% e 75%. Esta rotura prematura era possivelmente devida a uma disposição pouco cuidada dos estribos nos pilares. Também verificaram que os modelos com pórticos preenchidos, no segundo ciclo, apresentavam resistências inferiores face aos não preenchidos. É ainda de salientar, que nos modelos onde foram colocados os apoios de neoprene se verificaram menos danos, apresentando-se este sistema mais eficiente relativamente ao aplicado nos restantes modelos.

Brokken e Bertero [51, 52] desenvolveram um estudo experimental que vinha na continuação do trabalho anteriormente realizado por Klingner e Bertero [47, 48], sendo as características geométricas dos modelos ensaiados e a metodologia utilizada igual nos dois casos. Estes investigadores estudaram a influência relativa à existência de paredes nos pisos superiores ou em todos os pisos no comportamento dos pórticos, assim como, avaliaram o comportamento de um maior número de soluções construtivas de paredes de preenchimento, nomeadamente:

- 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 valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 42.1 *MPa* para o tijolo cerâmico; 20.7 *MPa* para os blocos de betão; 13.1 *MPa* para os blocos de betão “*split*”; e entre 3.2 e 37.6 *MPa* para a argamassa em juntas de assentamento. 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. Estes investigadores concluíram que o aumento da resistência dos pórticos preenchidos face aos não preenchidos se situava nos seguintes valores: entre 2.2 a 7.9 vezes para os modelos sem parede no primeiro piso; e entre 1.7 a 11.7 vezes para os modelos com paredes de betão armado nos três pisos. Registaram, ainda, uma degradação média da resistência, para o mesmo deslocamento em dois ciclos consecutivos, de 17%.

Depois de serem ensaiados, verificaram que em alguns dos modelos, as paredes de preenchimento apresentavam danos, pelo que procederam à reabilitação das mesmas, recorrendo à substituição desses painéis danificados, bem como, à reparação dos pórticos envolventes através de injeções de resinas *epoxy*. Os autores concluíram que o comportamento dos modelos reparados foi satisfatório. A inclusão de paredes nos pórticos constituiu uma boa solução de reforço, desde que seja garantida a ligação destes elementos, assim como, observaram que 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.

Tomazevic e Zarnic [53] procederam ao ensaio de modelos constituídos por pórticos de betão armado, preenchidos ou não com paredes de alvenaria de blocos de betão. Os modelos apresentavam as seguintes características diferenciadoras:

- Um modelo constituído pelo pórtico de betão armado sem qualquer preenchimento;

- Dois modelos com paredes de alvenaria de blocos de betão não armada;
- Dois modelos com paredes de alvenaria de blocos de betão, armada horizontalmente sem amarração aos pilares do pórtico, sendo a percentagem de armadura de 0.29% da secção da parede;
- Dois modelos com características iguais aos anteriores, mas com a armadura horizontal das paredes amarrada nos pilares dos pórticos;
- Dois modelos com características iguais aos anteriores, sendo acrescentada à alvenaria uma armadura vertical na zona adjacente às vigas dos pórticos.

Os valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 15.3 *MPa* para o betão; 10.1 *MPa* para a argamassa em juntas de assentamento; 12.1 *MPa* para os blocos de betão; e 5.4 *MPa* para alvenaria de blocos de betão. A percentagem da armadura longitudinal dos pilares e das vigas dos pórticos foi de 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. Os *drifts* máximos impostos durante os ensaios foram de 5%.

Deste conjunto de ensaios os autores concluíram que 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 1 *mm*, correspondendo a *drifts* de 0.14%. Para deslocamentos maiores formaram-se fendas segundo a diagonal das paredes.

Tomazevic e Zarnic [53] também concluíram que a rigidez inicial dos pórticos preenchidos aumentou 6 vezes relativamente ao pórtico não preenchido e que a resistência dos pórticos preenchidos foi superior à dos não preenchidos, sendo a força horizontal máxima registada para os primeiros, superior em 40% relativamente 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. Foi ainda observada uma degradação da resistência em 25% para o mesmo deslocamento em dois ciclos consecutivos. Como conclusão final, destaca-se a pouca influência observada, no comportamento dos pórticos preenchidos, da presença de armadura horizontal nas paredes e da sua ligação aos componentes do pórtico.

Stylianidis [54] realizou um trabalho de investigação sobre modelos constituídos por pórticos de betão armado preenchidos ou não com paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos, no qual foi analisada a influência dos seguintes parâmetros:

- Forças verticais aplicadas nos pilares. Numa parte dos modelos, não foram aplicadas forças verticais nesses componentes, sendo aplicada para os restantes, uma força correspondente a 14% do esforço normal resistente do pilar;
- 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 realizou-se uma junta de 1 *mm* entre as paredes e as faces interiores dos pórticos;
- Resistência das argamassas utilizadas na execução das paredes;
- 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 valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 25.2 MPa para o betão; 10.7 MPa para a argamassa do tipo 1 em juntas de assentamento; 3.7 MPa para a argamassa tipo 2 em juntas de assentamento; 5.8 MPa para os tijolos cerâmicos; 3.0 MPa para alvenaria de tijolos cerâmicos com argamassa do tipo 1; e 1.9 MPa para alvenaria de tijolos cerâmicos com argamassa do tipo 2. Os pórticos foram armados para que a percentagem de armadura longitudinal das vigas e pilares fosse de 1%, sendo os nós armados e reduzindo o espaçamento dos estribos nas zonas adjacentes a estes. Foram impostos deslocamentos horizontais alternados no topo dos modelos. Os *drifts* máximos impostos durante os ensaios foram de 2.4% e 3.0%, respectivamente, para os modelos com e sem alvenaria.

Stylianidis [54] verificou que 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. Também constatou, como se apresenta na Figura 3.6, que os diagramas de força horizontal *versus* deslocamento dos pórticos preenchidos revelaram a ocorrência do efeito de *pinching* mais acentuado em relação ao pórtico não preenchido. Pela análise dos resultados, este investigador determinou um aumento médio de rigidez inicial dos pórticos preenchidos relativamente aos não preenchidos de 5.3 e 4.5 vezes, respectivamente, para os modelos com e sem forças verticais aplicadas nos pilares. Igual tendência também foi observada, para a relação entre as forças máximas registadas nos pórticos preenchidos e nos pórticos não preenchidos, que apresentou valores médios da ordem de 1.8 e 1.6, respectivamente, nos modelos com e sem forças verticais aplicadas nos pilares. Igualmente foi constatado por este autor que nos modelos com forças verticais aplicadas nos pilares, o coeficiente de ductilidade médio dos pórticos foi de 4.9 e 13.9, respectivamente, para os pórticos preenchidos e não preenchidos e que nos modelos em que não foram aplicadas essas forças o coeficiente de ductilidade médio dos pórticos foi de 6.1 e 14.9, respectivamente, para os pórticos preenchidos e não preenchidos. Refira-se ainda, a constatação da degradação da resistência em 15% para o mesmo deslocamento, em dois ciclos consecutivos.

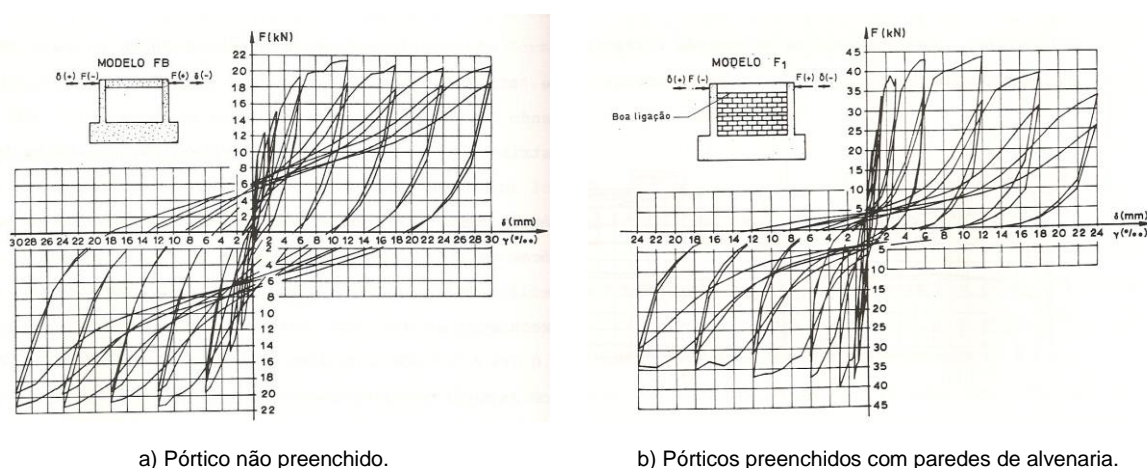


Figura 3.6 - Diagrama força horizontal *versus* deslocamento [54].

Stylianidis [54] verificou que 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 valores baixos de *drift*, tendo estes parâmetros aumentado para valores mais elevados, não tendo sido afectada a ductilidade.

Os modelos ensaiados por Govindan *et al.* [55, 56] foram 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 pelos autores está representado na Figura 3.7.

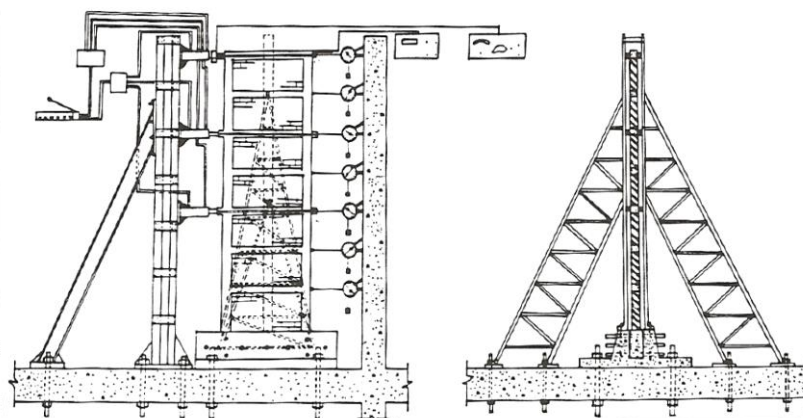


Figura 3.7 - Dispositivo de ensaio de um pórtico preenchido com paredes de alvenaria de tijolo à escala 1:4 [55, 56].

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 não preenchido.

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 um quarto da altura dos pilares.

O trabalho de investigação realizado por Mehrabi *et al.* [45] tinha como principal objectivo realizar um estudo paramétrico para avaliar o comportamento dos pórticos preenchidos com paredes, quando sujeitos a acções horizontais, pela aplicação de cargas monotónicas ou alternadas. Os modelos ensaiados representavam parte de um sistema estrutural situado ao nível do piso zero de um edifício de escritórios com seis andares, cuja representação esquemática é apresentada na Figura 3.8. Mantendo o material do preenchimento, a alvenaria de blocos de betão, mas considerando dois tipos de unidades, maciças e furadas, o autor fez variar as secções e a armadura do pórtico envolvente, constituindo assim, dois tipos de

pórticos e conseqüentemente quatro modelos tipo com essas características diferenciadoras. Os catorze modelos ensaiados estavam assim distribuídos:

- Um modelo constituído pelo pórtico de betão armado sem qualquer preenchimento;
- Um modelo com estrutura forte e paredes de alvenaria de blocos maciços de betão;
- Um modelo com estrutura forte e paredes de alvenaria de blocos furados de betão;
- Quatro modelos com estrutura fraca e paredes de alvenaria de blocos maciços de betão;
- Cinco modelos com estrutura fraca e paredes de alvenaria de blocos furados de betão;
- Um modelo com estrutura fraca e paredes de alvenaria de blocos furados de betão, mas com dois tramos;
- Um modelo com estrutura fraca e paredes de alvenaria de blocos maciços de betão, mas com dois tramos;

Os valores médios da resistência à compressão dos materiais usados na construção dos modelos foram os seguintes: 20.7 MPa para o betão; 16.5 MPa para a alvenaria de blocos maciços de betão; e 15.5 MPa para a alvenaria de blocos furados de betão.

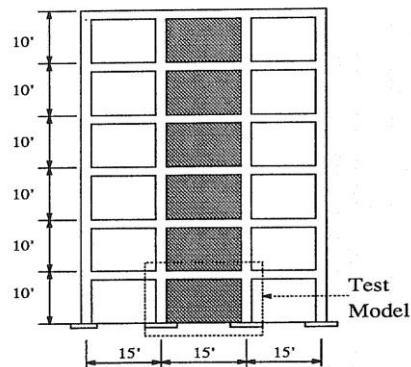


Figura 3.8 - Estrutura protótipo [45].

Mehrabi *et al.* [45] retirou diversas conclusões, das quais se destacam:

- Os modelos sujeitos a cargas alternadas apresentaram uma resistência mais baixa e uma mais rápida degradação da resistência, relativamente aos modelos ensaiados recorrendo à aplicação de cargas monotónicas;
- O incremento das cargas verticais nos pilares aumentou consideravelmente a resistência às acções laterais;
- Os modelos com dois tramos apresentaram resistências superiores aos modelos de um tramo, situando-se esse aumento de resistência em 68% e 85%, respectivamente, para os pórticos fortes e para os pórticos fracos;
- Foram observados três modos de rotura;
- A presença dos painéis de preenchimento promoveu um melhor comportamento para o sistema estrutural, relativamente às cargas laterais.

3.2.2.2 Modelos analíticos: Mehrabi *et al.* [45]

Mehrabi *et al.* [45] estudaram um conjunto de trabalhos sobre pórticos com preenchimentos em alvenaria, no sentido de poder catalogar os mecanismos de rotura observados. Desse trabalho, classificou os mecanismos de rotura em cinco classes principais, como se mostra na Figura 3.9, em função da resistência do pórtico relativamente ao painel e da configuração geométrica da estrutura, assim como, das condições de aplicação da carga.

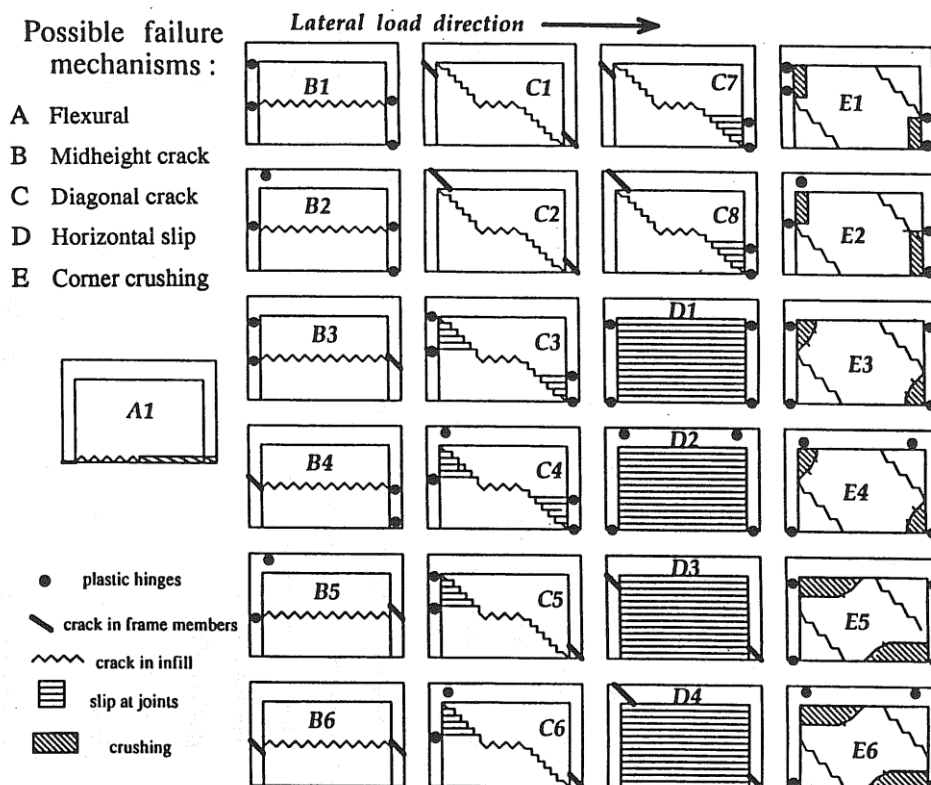


Figura 3.9 - Mecanismos de rotura [45].

Relativamente ao tipo e localização de fendilhação observada, o catálogo inventaria as ocorrências nos dois componentes, pórtico e painel, identificando para o primeiro a formação de rótulas plásticas e fissuras; e para o segundo fenómenos de esmagamento e fendilhação, assim como, o deslizamento das juntas de assentamento. Genericamente, os mecanismos de rotura A, B, C, D e E representam nos painéis de preenchimento um padrão de rotura descrito, respectivamente, por fendilhação relacionada com esforços de flexão, fendilhação horizontal a meia altura do painel, fendilhação diagonal, deslizamento horizontal e esmagamento dos cantos. Os referidos mecanismo de rotura poderão surgir isoladamente ou combinados entre si, embora seja expectável a predominância de um deles.

3.2.2.2.1 Rigidez lateral

Relativamente à avaliação da rigidez lateral destes sistemas estruturais, Mehrabi *et al.* [45] estudaram os trabalhos realizados por Stafford Smith [37], Mainstone [35] e Fiorato *et al.* [39], entretanto apresentados no subcapítulo 3.2.1.2, e comparam-nos com os resultados obtidos a partir da sua investigação experimental, considerando que a rigidez experimental seria definida pela rigidez secante, definida como a inclinação da recta que unia os pontos extremos de ciclos de pequena amplitude de deslocamento para 50% da carga máxima. Os valores encontrados nesta análise encontram-se sumariados na Tabela 3.4.

Da análise comparativa efectuada, Mehrabi *et al.* [45] constataram que a rigidez secante obtida a partir dos ensaios, era em geral muito superior relativamente à determinada com recursos aos modelos de escora diagonal equivalente e que a contribuição da flexão do pórtico no cômputo geral da rigidez lateral era insignificante. Puderam também concluir, que a

consideração do modelo de viga em consola, proposto por Fiorato *et al.* [39] sobrestimava a rigidez, aspecto que poderia estar ligado ao modelo não entrar em conta com o comportamento real do interface de ligação entre o pórtico e painel.

Tabela 3.4 - Resultados comparativos de Mehrabi *et al.* relativos à rigidez lateral [45].

PROVETE		RIGIDEZ LATERAL (<i>kips/in.</i>)					
		Experimental	Stafford Smith			Mainstone	Fiorato
N.º	Tipo		Escora Equivalente	Pilar mais Escora	Pórtico mais Escora	Escora Equivalente	Viga em Consola
4	Estrutura fraca; Painel fraco; Esbeltez: 2/3	430	127	126	180	62	495
5	Estrutura fraca; Painel forte; Esbeltez: 2/3	1280	585	537	591	314	2533
6	Estrutura forte; Painel forte; Esbeltez: 2/3	480	144	143	218	66	502
7	Estrutura forte; Painel forte; Esbeltez: 2/3	1460	624	584	661	330	2652
10	Estrutura fraca; Painel fraco; Esbeltez: 1/2	395	135	132	182	64	693
11	Estrutura fraca; Painel fraco; Esbeltez: 1/2	1470	563	512	562	322	3729

3.2.2.2 Resistência

A resistência lateral dos painéis depende do tipo de mecanismo de rotura desenvolvido, que por sua vez depende de como o pórtico e o painel interagem entre si. Para avaliar a interacção entre o painel e o pórtico envolvente, Mehrabi *et al.* [45] consideraram dois mecanismos: um mecanismo dominado pela flexão do pórtico e outro pelo escorregamento (corte) do painel. A relação entre a resistência lateral real, V_{ua} , desenvolvida pelo sistema estrutural e as resistências desenvolvidas por cada um destes mecanismos, dará segundo Mehrabi *et al.* [45], a informação necessária sobre a interacção entre o painel e o pórtico. O rácio que mede esta interacção é o estabelecido pela Equação 3.16, na qual V_w é a resistência lateral relativa ao mecanismo de escorregamento determinada pela Equação 3.17 e F_f é a resistência devida à flexão, que corresponderá à resistência lateral desenvolvida pelo pórtico sem qualquer preenchimento.

$$\frac{V_{ua}}{(V_w + F_f)} \quad \text{Equação 3.16}$$

A resistência lateral relativa ao mecanismo de escorregamento, V_w , foi considerada através do critério de Mohr-Coulomb, sendo a carga vertical distribuída entre o pórtico e o painel em função da sua rigidez axial e expressa de acordo com:

$$V_w = CA_w + \mu_0 P_w \quad \text{Equação 3.17}$$

Onde o significado das variáveis é o seguinte:

- C Coesão;
- A_w Área da secção horizontal;
- μ_0 Coeficiente de atrito (inicial);
- P_w Carga vertical no painel.

Mehrabi *et al.* [45] consideraram cinco mecanismos de rotura, como os mais prováveis de ocorrerem (ver Figura 3.10) do conjunto total de mecanismos possíveis identificados. Os mecanismos 1 e 2 foram baseados nos modelos do sistema estrutural proposto por Fiorato *et al.* [39]; os mecanismos 3 e 4 representam os modelos não lineares propostos por Liauw [42, 43]; e o mecanismo 5 é dominado pelo deslizamento ao longo das juntas de assentamento. Mehrabi *et al.* [45] com base nos mecanismos seleccionados propuseram métodos analíticos para calcular a resistência última destas estruturas. Para o cálculo da resistência relativamente aos mecanismos 1, 2 e 5, desenvolveram modelos analíticos baseados na proposta de Fiorato *et al.* [39] para a previsão da força de deslizamento (aparecimento da primeira fenda) e na proposta de Stafford Smith [37] para a força de compressão na escora diagonal. Para o cálculo da resistência relativa aos mecanismos 3 e 4 foi seguida a proposta do modelo não linear de Liauw [42, 43].

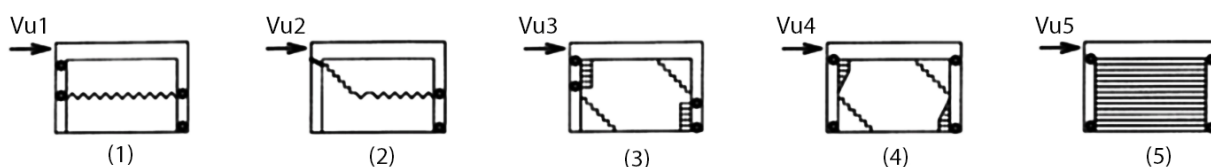


Figura 3.10 - Mecanismos de rotura seleccionados [45].

3.2.2.2.1 Força de deslizamento

A força de deslizamento, V_{wcr} , de um painel de preenchimento é a força lateral para a qual se origina a primeira fissura diagonal ou de escorregamento do painel. Essa força poderá ser obtida com base na proposta de Fiorato *et al.* [39] adaptada por Mehrabi *et al.* [45] com recurso ao modelo apresentado na Figura 3.11. Na referida figura, V é a força lateral e P é a carga vertical aplicada à estrutura, da qual resultam duas componentes: uma aplicada axialmente no pilar, P_{c1} ; e a outra aplicada no painel, P_{wv} . A determinação destas duas componentes da carga vertical, P , resulta da rigidez relativa dos dois componentes estruturais.

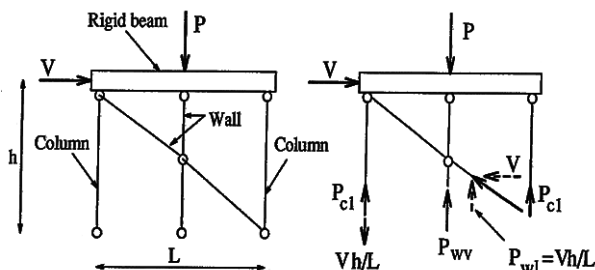


Figura 3.11 - Componentes das cargas verticais que actuam na parede [45].

A força de deslizamento, V_{wcr} , poderá ser estimada de acordo com o critério de Mohr-Coulomb resultando na equação seguinte:

$$V_{wcr} = \frac{C + \frac{\mu_0 P}{A_w + 2A_{ceq}}}{1 - \frac{\mu_0 h}{L}} A_w \quad \text{Equação 3.18}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- C Coesão;
- A_w Área da secção horizontal;
- μ_0 Coeficiente de atrito (inicial);
- P Carga vertical na estrutura;
- h Comprimento do pilar entre eixos de vigas;
- L Largura da viga entre eixos de pilares;
- A_{ceq} Área equivalente em alvenaria dos pilares em betão armado (ver Equação 3.19).

$$A_{ceq} = \left[h_c b_c + A_s \left(\frac{E_s}{E_c} - 1 \right) \right] \left(\frac{E_s}{E_w} \right) \quad \text{Equação 3.19}$$

Onde:

- h_c Altura da secção do pilar;
- b_c Largura da secção do pilar;
- A_s Área de aço;
- E_s Módulo de elasticidade do aço;
- E_c Módulo de elasticidade do betão;
- E_w Módulo de elasticidade da alvenaria.

3.2.2.2.2 Força de compressão na escora diagonal

De acordo com os estudos de Stafford Smith [37] a força lateral, V_{crush} , que provocará o esmagamento da diagonal do painel, poderá ser obtida pela equação seguinte:

$$V_{crush} = atf'_m \cos \theta \quad \text{Equação 3.20}$$

Tendo as variáveis o seguinte significado:

- a Largura efectiva da escora já definida anteriormente;
- t Espessura do painel e da escora equivalente;
- f'_m Resistência à compressão da alvenaria na direcção horizontal.

3.2.2.2.3 Resistência última ao corte do painel fissurado

Após a rotura do painel a coesão é perdida e o coeficiente de atrito é reduzido devido ao desgaste. Nestes pressuposto, a resistência última ao corte do painel fissurado, V_{wr} , poderá ser calculada pela Equação 3.21, onde μ_r é o coeficiente de atrito residual e as restantes variáveis têm o significado anteriormente atribuído.

$$V_{wr} = \frac{\frac{\mu_r P}{A_w + 2A_{ceq}}}{1 - \frac{\mu_r h}{L}} A_w \quad \text{Equação 3.21}$$

3.2.2.2.4 Mecanismo de rotura 1

De acordo com a Figura 3.12 a resistência lateral correspondente ao mecanismo 1 é a soma das forças de corte dos pilares com a resistência última ao corte do painel. A resistência da estrutura é governada pelas rótulas plásticas formadas nos pilares. Como as rótulas plásticas só se formam para grandes deslocamentos é de admitir que nesta fase que o painel esteja fissurado, sendo então de considerar a força última de corte, V_{wr} .

Assim, resulta que a resistência lateral, V_{u1} , correspondente ao mecanismo 1, será dada pela expressão seguinte, sendo V_{wr} , F_{cc} e F_{ct} obtidos respectivamente, pela Equação 3.21, Equação 3.23 e Equação 3.24:

$$V_{u1} = V_{wr} + F_{cc} + F_{ct} \quad \text{Equação 3.22}$$

Tomando os momentos no ponto A , resulta a expressão seguinte para F_{ct} , onde M_{pct} é o momento plástico desenvolvido no pilar da esquerda, resultante da consideração do efeito do esforço axial.

$$F_{ct} = \frac{4M_{pct}}{h} \quad \text{Equação 3.23}$$

Tomando os momentos no ponto D , resulta a expressão seguinte para F_{cc} , onde M_{pc} é o momento plástico desenvolvido no pilar da direita para o qual a influência do esforço axial foi ignorada.

$$F_{cc} = \frac{4M_{pc}}{h} \quad \text{Equação 3.24}$$

3.2.2.2.5 Mecanismo de rotura 2

De acordo com a Figura 3.12 a resistência lateral correspondente ao mecanismo 2 é a soma da resistência última ao corte do pilar da esquerda, V_{ct} , com a força de corte do pilar da direita, F_{cc} , e com a resistência última ao corte ao longo da fendilhação horizontal do painel, V'_{wr} .

Assim, resulta que a resistência lateral, V_{u2} , correspondente ao mecanismo 2, será dada pela expressão seguinte:

$$V_{u2} = V'_{wr} + F_{cc} + V_{ct} \quad \text{Equação 3.25}$$

Assumindo que a força diagonal é dividida igualmente, entre os dois segmentos de parede separados pela fissura diagonal, será de considerar só metade da componente vertical da força diagonal, resultando assim, para a resistência última ao corte ao longo da fendilhação horizontal do painel, V'_{wr} , a expressão:

3.2.2.2.6 Mecanismo de rotura 3

No mecanismo de rotura 3, como se mostra na Figura 3.13, é assumido que a alvenaria atinge a tensão de esmagamento ao longo do comprimento, y , no interface do pórtico com a alvenaria e que se formam rótulas plásticas junto aos nós das vigas com os pilares e no ponto B dos pilares. Admite-se que não tem significado a transferência do esforço de corte entre a viga e o painel e que a tensão de contacto é uniforme, o que implica que toda a região atinge a plastificação. Tomando momentos no ponto A , sendo o cálculo do momento plástico no pilar, M_{pc} , efectuado sem a consideração do efeito do esforço axial, resulta para o comprimento, y :

$$y = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{f'_m t}} \quad \text{Equação 3.31}$$

Estabelecendo o equilíbrio no segmento AB do pilar, obtemos:

$$V_{u3} = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{f'_m t}} f'_m t \quad \text{Equação 3.32}$$

Considerando, m_c , representado pela igualdade expressa na Equação 3.33 e substituindo m_c na Equação 3.32, resulta que a resistência lateral, V_{u3} , correspondente ao mecanismo 3, será dada pela Equação 3.34.

$$m_c = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{f'_m t h^2}} \quad \text{Equação 3.33}$$

$$V_{u3} = m_c f'_m t h \quad \text{Equação 3.34}$$

3.2.2.2.7 Mecanismo de rotura 4

No mecanismo de rotura 4, como se mostra na Figura 3.13, é assumido que se formam rótulas plásticas nas extremidades dos pilares e que a alvenaria atinge nos cantos o esmagamento por compressão. Admite-se que não tem significado a transferência do esforço de corte entre a viga e o painel e que a tensão de contacto tem uma distribuição parabólica com um comprimento de contacto αh e uma intensidade máxima f'_m nos cantos comprimidos. Tomando momentos no ponto A , sendo o cálculo do momento plástico no pilar, M_{pc} , efectuado sem a consideração do efeito do esforço axial, resulta:

$$F_c h + \frac{2}{3} = m_c f'_m t \alpha h \frac{3}{8} \alpha h = 2M_{pc} \quad \text{Equação 3.35}$$

Estabelecendo o equilíbrio no segmento AB do pilar, resulta que a resistência lateral, V_{u4} , correspondente ao mecanismo 4, será dada pela seguinte expressão:

$$V_{u4} = m_c^2 f'_m t h + \left(\frac{2\alpha}{3} - \frac{\alpha^2}{2} \right) f'_m t h \quad \text{Equação 3.36}$$

Sendo α a razão entre o comprimento de contacto e a altura da estrutura, podendo ser calculado pela Equação 3.1.

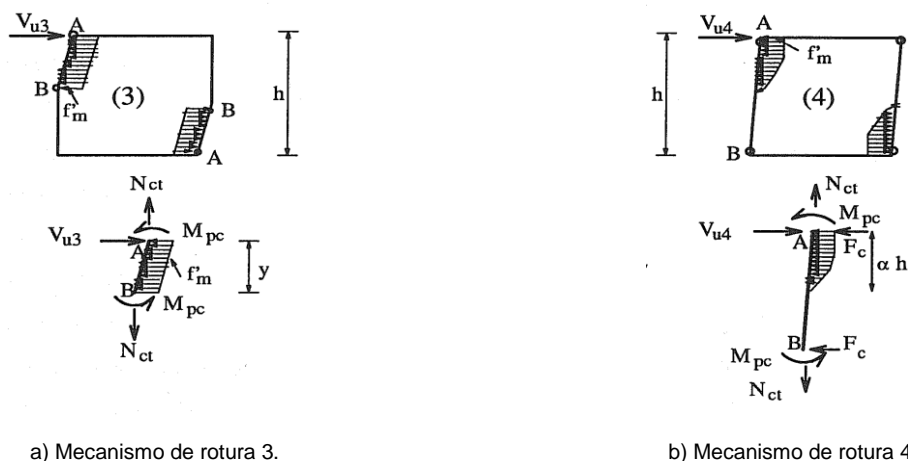


Figura 3.13 - Mecanismos de rotura [45].

3.2.2.2.8 Mecanismo de rotura 5

No mecanismo de rotura 5, como se mostra na Figura 3.14, o pórtico envolvente e o painel de preenchimento são considerados dois sistemas paralelos com compatibilidade de deslocamento nos cantos comprimidos.

Deste modo, resistência lateral, V_{u5} , correspondente ao mecanismo 5 é a soma da resistência à flexão da estrutura, F_f , com a resistência última ao corte do painel fissurado, V_{wr} .

$$V_{u5} = V_{wr} + F_f \quad \text{Equação 3.37}$$

A resistência lateral do pórtico, F_f , com rótulas plásticas nas extremidades dos pilares pode ser determinada pela equação seguinte:

$$F_f = \frac{4M_{pc}}{h} \quad \text{Equação 3.38}$$

O cálculo do momento plástico no pilar, M_{pc} , será efectuado sem a consideração do efeito do esforço axial, sendo a distribuição das forças verticais na parede e nos pilares assumida de acordo com o modelo apresentado na Figura 3.11.

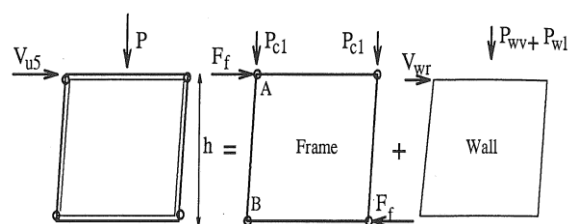


Figura 3.14 - Mecanismo de rotura 5 [45].

Os modelos analíticos, extraídos da investigação de Mehrabi *et al.* [45], apresentados neste trabalho referem-se a sistemas estruturais de um só tramo. Para estruturas porticadas, com preenchimentos em alvenaria, de vários tramos, as expressões apresentadas poderão ser usadas, mas com a ressalva de representarem um cálculo aproximado da resistência lateral.

3.2.2.3 Modelos analíticos: Fajfar e Dolšek [57]

Para finalizar a revisão bibliográfica acerca dos principais modelos analíticos desenvolvidos relativamente ao comportamento das paredes de preenchimento no plano, são apresentadas as formulações efectuadas por Fajfar e Dolšek [57] relativas à largura da escora diagonal equivalente, rigidez inicial, e resistência lateral máxima para os sistemas estruturais em estudo.

Tendo como base o modelo apresentado na Figura 3.3 a proposta apresentada por Fajfar e Dolšek [57] para a largura da escora diagonal equivalente, será de acordo com a seguinte expressão:

$$a = 0.175(\lambda H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad \text{Equação 3.39}$$

Sendo λ obtido pela equação seguinte:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t \sin(2\theta)}{4E_c I_c h}} \quad \text{Equação 3.40}$$

Para a rigidez inicial Fajfar e Dolšek [54] apresentam:

$$K_{in} = \frac{aE_w t}{\sqrt{H^2 + L^2}} \cos^2 \theta \quad \text{Equação 3.41}$$

Para a resistência lateral máxima Fajfar e Dolšek [57] apresentam formulação simplificada, representada pela expressão seguinte:

$$F_{max} = 0.818 \frac{ltf_{tp}}{1.925 \frac{l}{h}} \left[1 + \sqrt{\left(1.925 \frac{l}{h}\right)^2 + 1} \right] \quad \text{Equação 3.42}$$

Na Equação 3.42 a variável f_{tp} é a resistência ao corte da alvenaria obtida a partir de ensaios de compressão diagonal.

3.3 Comportamento para fora do plano

As paredes de alvenaria são elementos que, apesar de serem bastante rígidos, são frágeis para tensões de corte e tensões de tracção principalmente quando carregados paralelamente ao seu plano. Devido à acção sísmica podem ocorrer fendas diagonais nos painéis de preenchimento que se estendem até aos cantos. Estas fendas são o resultado de uma grande rigidez no plano para as paredes e de uma fraca resistência diagonal à compressão. Contudo, os sismos possuem componentes de aceleração em todas as direcções pelo que surgem também solicitações fora do plano. Assim, será lícito expectar, que o padrão de fendas diagonais, resultantes das acções no plano, tenha grande influência na resistência da parede para acções fora do plano.

3.3.1 Ausência de dano no plano

Baseado sobretudo em trabalhos experimentais, a avaliação do comportamento para fora do plano de sistemas estruturais, constituídos por pórticos de betão armado ou metálicos preenchidos com paredes de alvenaria ou de betão tem sido alvo de diversos estudos

realizados a partir da segunda metade do século XX. Para avaliar o comportamento destes sistemas estruturais, os primeiros trabalhos experimentais realizados começaram por recorrer à aplicação de cargas perpendiculares ao plano dos painéis, simulando o efeito da acção sísmica nessa direcção, sem a introdução de qualquer dano no plano, sendo os principais estudos apresentados nos subcapítulos seguintes.

3.3.1.1 Investigação experimental

Dawe e Seah [58] desenvolveram um trabalho de investigação que consistiu no ensaio de nove modelos com as dimensões de 3.6 x 2.8 m, constituídos por pórticos metálicos preenchidos com alvenaria de blocos de betão de furação vertical, para avaliar o seu comportamento para fora do plano. Todos os provetes foram sujeitos a uma carga perpendicular ao seu plano, aplicada na superfície da alvenaria, que aumentava uniformemente ao longo do tempo. O equipamento de ensaio encontra-se representado na Figura 3.15, sendo composto por uma estrutura metálica, rigidamente ligada ao pavimento, destinada a suportar os provetes, assim como, o equipamento de aplicação de carga, constituído por um sistema de *airbags* insufláveis.

Este trabalho tinha como objectivo a análise de diversos parâmetros, daí o número de provetes utilizados. Os provetes WE1 e WE2 foram preparados com o objectivo de avaliar os efeitos da armadura nas juntas horizontais da parede de alvenaria. O provete WE3 era um provete idêntico a WE1 e a WE2 mas de junta seca, 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.

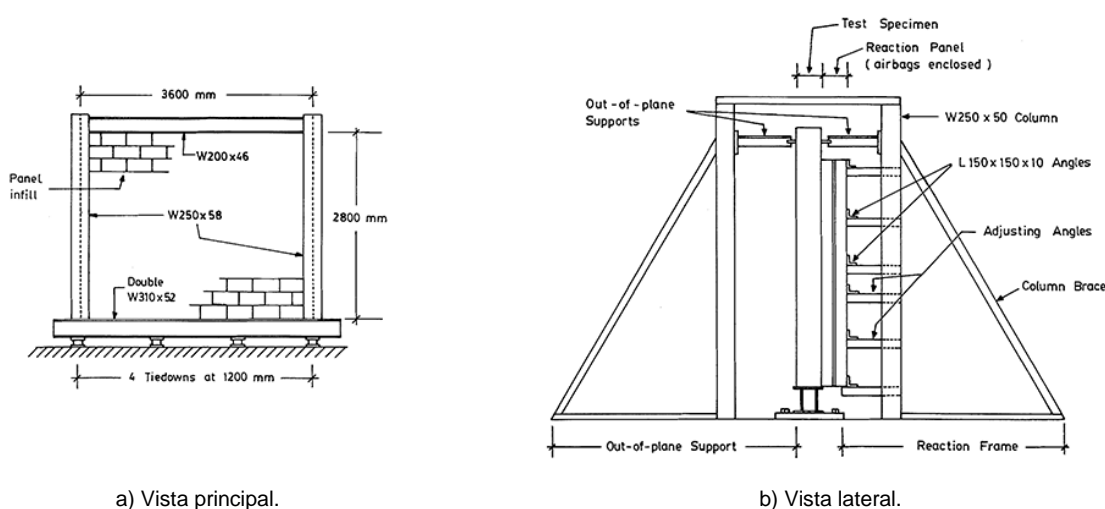


Figura 3.15 - Equipamento de ensaio [58].

As características dos diversos provetes encontram-se descritas sob a forma de resumo na Tabela 3.5. A alvenaria de blocos de betão usada nos modelos apresentou as seguintes características mecânicas: 24.3 MPa para a resistência à compressão; 17575 MPa para o módulo de elasticidade; e 0.21 para o coeficiente de Poisson. 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.

Tabela 3.5 - Características dos modelos ensaiados por Dawe e Shear [58].

DESIGNAÇÃO DO PROVETE	ESPESSURA (mm)	TIPO DE JUNTA	CONDIÇÕES DE APOIO	NOTAS
WE1	190	Armada	Livre	
WE2	190	Normal	Livre	
WE3	190	Normal	Livre	Junta seca
WE4	140	Normal	Livre	
WE5	90	Normal	Impedido verticalmente	
WE6	190	Normal	Impedido verticalmente	20 mm de junta entre a viga superior e painel
WE7	190	Armada	Impedido verticalmente	
WE8	140	Normal	Impedido nas quatro direcções	
WE9	190	Normal	Impedido nas quatro direcções	Abertura central com 1.6x1.2 m ²

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 3.16.

- 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 fendilhação da parede de alvenaria, bem como, ao esmagamento por compressão, e a parede colapsa.

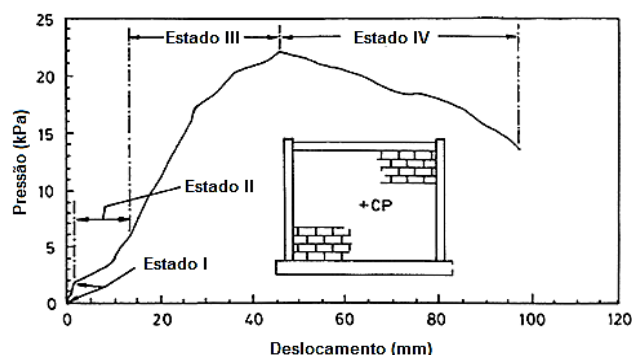


Figura 3.16 - Comportamento do provete em função da carga aplicada e deformação [58].

Deste trabalho Dawe e Seah [58] concluíram o seguinte:

- Os modelos com juntas armadas 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 armadas;
- 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;

As bandas centrais do provete com a abertura central, demonstraram menor eficácia relativamente às bandas periféricas em desenvolver o efeito de arco. Contudo a abertura não reduziu significativamente a resistência.

Griffith *et al.* [59] realizaram um trabalho de investigação que consistiu no ensaio de oito modelos à escala real constituídos por alvenaria de tijolo de furação vertical. As cargas foram introduzidas nos painéis de alvenaria através de *airbags*. As características dos modelos ensaiados encontram-se apresentadas na Tabela 3.6, sendo o esquema geral de ensaio apresentado na Figura 3.17. A alvenaria de tijolos cerâmicos perfurados usada nos modelos apresentou as seguintes características mecânicas médias: 16.0 MPa para a resistência à compressão; 0.61 MPa para a resistência à flexão; e 3540 MPa para o módulo de elasticidade. Os tijolos perfurados usados para a construção destes painéis de alvenaria apresentavam as dimensões 230x110x76 mm e a argamassa foi produzida ao traço volumétrico de 1:2:9 de cimento, cal e areia.

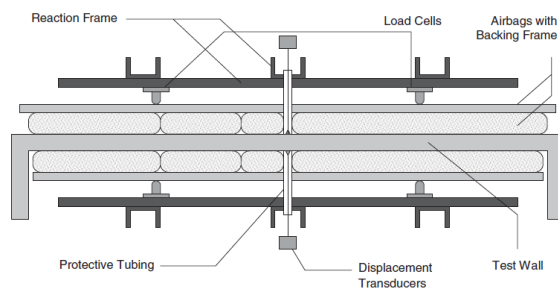


Figura 3.17 - Esquema de ensaio [59].

Tabela 3.6 - Características dos modelos ensaiados Griffith *et al.* [59].

DESIGNAÇÃO DO PROVETE	DIMENSÕES (cm)	CONDIÇÕES DE APOIO			PRÉ-COMPRESSÃO (MPa)	NOTAS
		Lateral	Superior	Inferior		
1	400x250x11	Fixo	Apoiado	Apoiado	0.10	
2	400x250x11	Fixo	Apoiada	Apoiado	Sem aplicação	
3	400x250x11	Fixo	Apoiada	Apoiado	0.10	Abertura lateral
4	400x250x11	Fixo	Apoiada	Apoiado	0.05	Abertura lateral
5	400x250x11	Fixo	Apoiada	Apoiado	Sem aplicação	Abertura lateral
6	400x250x11	Fixo	Livre	Apoiado	Sem aplicação	Abertura lateral
7	250x250x11	Fixo	Apoiada	Apoiado	0.10	Abertura central
8	250x250x11	Fixo	Apoiada	Apoiado	Sem aplicação	Abertura central

O procedimento de ensaio utilizado pelos autores estabeleceu duas fases distintas: na primeira fase, com a intenção de determinar a resistência para fora do plano, foi introduzida uma pressão na parede até ao aparecimento da primeira fenda; na segunda fase do ensaio foram aplicados deslocamentos alternados no sentido positivo e negativo até um deslocamento máximo de 100 mm, para a obtenção de informação adicional que pudesse contribuir para a criação de um modelo de análise não linear. Na Figura 3.18 é apresentado o gráfico de pressão *versus* deslocamento relativo ao Modelo 2, onde é possível verificar a degradação da resistência após ao aparecimento da primeira fenda, que terá ocorrido para pressões próximas de 3.04 MPa.

Deste trabalho experimental os autores concluíram o seguinte:

- A existência de cargas verticais aumenta consideravelmente a resistência do painel 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.

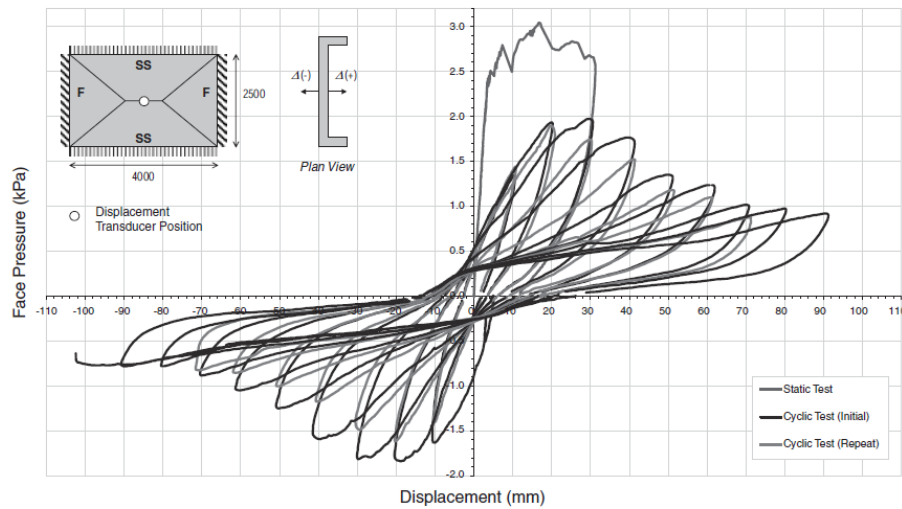


Figura 3.18 - Gráfico de pressão *versus* deslocamento do Modelo 2 [59].

3.3.1.2 Modelos analíticos: Timoshenko e Woionowsh-Krieger [60]

Timoshenko e Woionowsh-Krieger [60] com base na teoria da elasticidade, mediante a consideração do comportamento homogéneo do material, linear elástico e isotrópico, apresentaram uma formulação para avaliar o comportamento à flexão de um painel rectangular submetido a uma pressão uniforme, q_a , representada pela expressão seguinte:

$$q_a = \frac{f_t}{6\beta_1 \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad \text{Equação 3.43}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- f_t Tensão de rotura à tracção do painel;
- t Espessura do painel;
- h Altura do painel;
- β_1 Coeficiente relacionado com a esbelteza e as condições de apoio.

3.3.1.3 Modelos analíticos: Haseltine *et al.* [61, 62]

Haseltine *et al.* [61, 62] também, com base na teoria da elasticidade, desenvolveram uma metodologia de cálculo para avaliar o comportamento à flexão para fora do plano de um painel rectangular, propondo a equação seguinte:

$$q_a = \frac{f_{kx}}{6a \left(\frac{h}{t}\right)^2 \gamma_m \gamma_f} \quad \text{Equação 3.44}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- f_{kx} Tensão de rotura à flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento dos blocos constituintes da alvenaria;
- t Espessura do painel;
- h Altura do painel;
- a Coeficiente de flexão relacionado com a esbelteza e as condições de apoio;
- γ_m Coeficiente de segurança, variando entre 2.5 e 3.5;
- γ_f Coeficiente de importância, variando entre 1.1 e 1.4.

3.3.1.4 Modelos analíticos: Dawe e Seah [58]

Dawe e Seah [58] com base no estudo paramétrico realizado na sequência da investigação efectuada, apresentaram alguns procedimentos de cálculo para a obtenção da carga última, q_{ult} , que o painel poderia resistir, no pressuposto que essa carga é a resistência por efeito de arco do painel quando este flecte.

Assim, propôs a Equação 3.45 e a Equação 3.46, respectivamente, para painéis com três bordos ligados e um livre no topo e para painéis com os quatro bordos ligados.

$$q_{ult} = \frac{4.5 (f'_m)^{0.75} t^2 \alpha}{L^{2.5}} \quad (kPa) \quad \text{Equação 3.45}$$

$$q_{ult} = 4.5 (f'_m)^{0.75} t^2 \left(\frac{\alpha}{L^{2.5}} + \frac{\beta}{H^{2.5}} \right) \quad (kPa) \quad \text{Equação 3.46}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- f'_m Tensão de rotura à compressão da alvenaria (kPa);
- t Espessura do painel (mm);
- L Comprimento do painel (mm);
- H Altura do painel (mm);
- α Coeficiente dado pela Equação 3.35, o qual deverá ser menor ou igual a 75 no caso dos painéis com três bordos ligados e um livre no topo e menor ou igual a 50 nos restantes casos;
- β Coeficiente dado pela Equação 3.36, o qual deverá ser menor ou igual a 50.

Os coeficientes α e β poderão ser calculados pelas equações seguintes:

$$\alpha = \frac{1}{H} (EI_c H^2 + GJ_c t H)^{0.25} \quad \text{Equação 3.47}$$

$$\beta = \frac{1}{L} (EI_b L^2 + GJ_b t L)^{0.25} \quad \text{Equação 3.48}$$

Onde:

- I_c Momento de inércia do pilar (mm^4);
- I_b Momento de inércia da viga (mm^4);
- J_c Constante de torção do pilar;
- J_b Constante de torção da viga;
- E Módulo de elasticidade dos componentes do pórtico (MPa);
- G Módulo de distorção dos componentes do pórtico (MPa).

Para estruturas porticadas com preenchimentos em alvenaria de vários tramos, a determinação dos valores dos coeficientes α e β em tramos interiores, poderá revelar-se conservativa para estimar o colapso do painel.

3.3.2 Acções combinadas no plano e para fora do plano

No sentido da procura de modelos experimentais que reproduzissem com mais rigor a realidade observada, a metodologia de ensaio apresentada no subcapítulo anterior, foi sendo progressivamente substituída por metodologias mais avançadas, as quais recorriam à introdução de dano prévio nos painéis, mediante a aplicação de cargas laterais, antecedendo a aplicação das cargas perpendiculares ao plano.

3.3.2.1 Investigação experimental

Angel *et al.* [63] realizaram um importante trabalho de investigação sobre a avaliação do comportamento, de pórticos de betão armado preenchidos por painéis de alvenaria, para fora do plano após terem sido danificados mediante aplicação de forças horizontais no plano. O programa experimental consistiu em testar oito modelos à escala real, recorrendo a um esquema de ensaio compatível com a realização de ensaios no plano e para fora do plano, o qual pode ser observado na Figura 3.19. Os modelos eram compostos por pórticos de betão armado preenchidos por painéis de alvenaria, os quais eram constituídos por blocos de betão em dois dos modelos e por tijolos nos restantes, sendo neste último tipo de alvenaria introduzidos dois níveis de resistência à compressão como variável de diferenciação, recorrendo para o efeito, ao uso de dois diferentes tipos de argamassa de assentamento.

Os materiais usados apresentaram as seguintes características (valores médios aproximados): 55.0 MPa para a resistência à compressão do betão; 460 MPa para a tensão de cedência do aço; 4.5 MPa para a resistência à compressão da alvenaria de blocos de betão; e 10.0 e 22.0 MPa para a resistência à compressão da alvenaria de tijolo nos níveis de diferenciação considerados. O procedimento de aplicação de cargas aos modelos constava, numa primeira fase, da aplicação de forças horizontais na direcção do plano do painel, até atingirem um deslocamento lateral igual a duas vezes o deslocamento verificado para a abertura da primeira fenda. Numa segunda fase, esses mesmos painéis eram sujeitos à aplicação de uma pressão monotónica perpendicular ao plano, exercida através de *airbags* até à rotura.

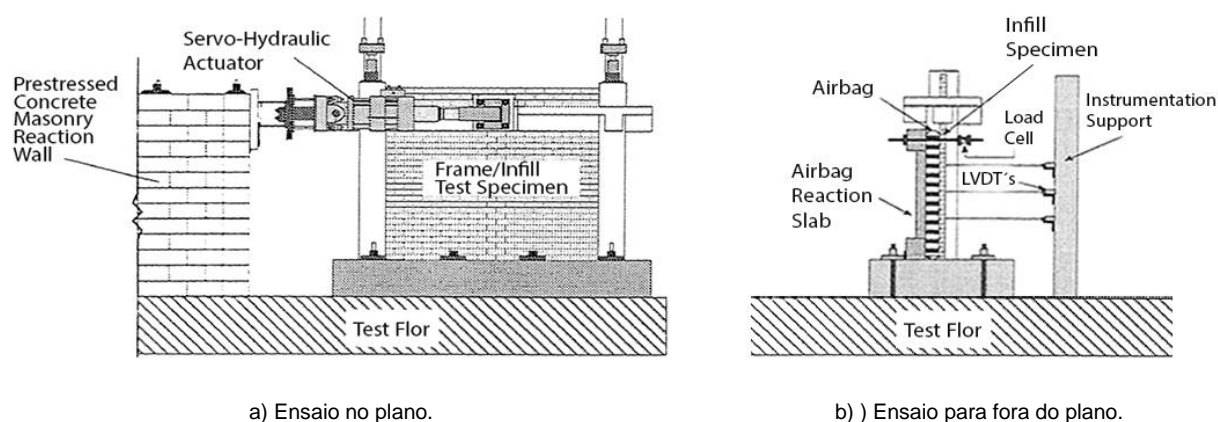


Figura 3.19 - Esquema de ensaio [63].

No ensaio do modelo de controlo os autores verificaram que as primeiras fendas ocorriam simetricamente em relação ao centro do painel sob a forma de pequenas diagonais. Com o incremento da carga, as diagonais progrediam a partir da zona central para ambos os cantos superiores. Quando as fendas diagonais atingiram o topo do modelo, iniciaram o seu desenvolvimento da zona central para os cantos inferiores. Este processo evolutivo é exibido na Figura 3.20, onde é possível observar a evolução da fendilhação ao longo das diversas fases do ensaio. A Figura 3.21 apresenta informação adicional relativa ao modelo de controlo, nomeadamente, o mapa de fendas final do ensaio, assim como, as deformadas obtidas para fora do plano nas duas direcções.

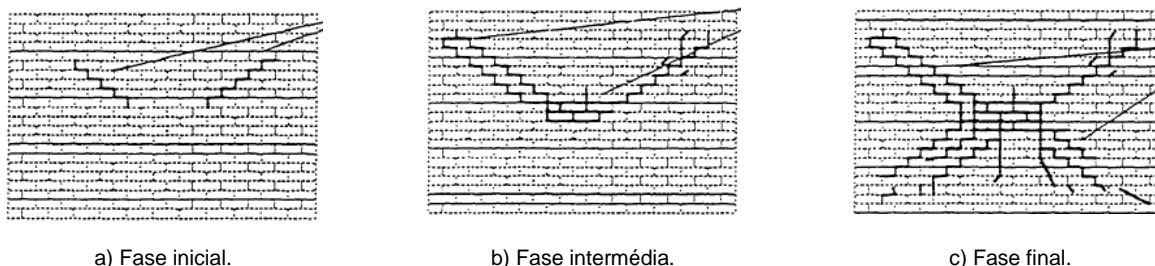


Figura 3.20 - Fendilhação exibida pelo modelo de controlo [63].

A introdução de dano nos modelos foi materializada pela realização dos ensaios no plano, tendo sido constatado por estes investigadores, que de uma forma geral, ocorria inicialmente a separação entre o painel de alvenaria e o pórtico de betão armado, a qual se iniciava no topo progredindo até à base. Para incrementos de carga superiores começaram-se a formar fendas diagonais na direcção do centro do painel para os cantos. No final do ensaio o painel apresentava um padrão de fendilhação característico deste tipo de ensaio, constituído por fendas diagonais.

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

- A rigidez do sistema estrutural constituído pelo pórtico e pelo painel de preenchimento diminui significativamente quando a primeira fenda se verifica;
- A resistência de corte da alvenaria é afectada directamente pelo tipo de argamassa utilizada no assentamento das unidades;
- A rigidez sistema estrutural constituído pelo pórtico e pelo painel de preenchimento é directamente proporcional à resistência máxima à compressão da alvenaria.

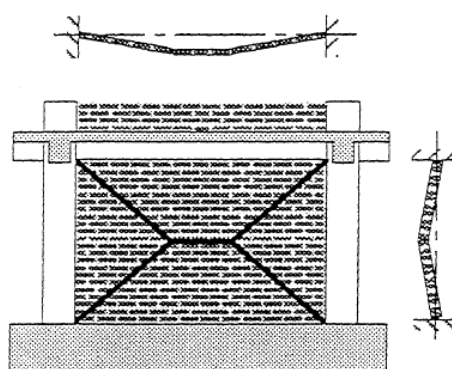


Figura 3.21 - Mapa de fendas e deformação obtida no ensaio para fora do plano do modelo de controlo [63].

Os modelos ensaiados para fora do plano, após terem sido danificados mediante a realização do ensaio no plano, exibiram um mapa de fendilhação similar ao obtido no ensaio do modelo

de controlo, contudo a resistência do painel de alvenaria apresentava um decréscimo significativo, facto que não deveria ser alheio à reabertura das fendas formadas durante o ensaio no plano. Na sequência das observações e estudos efectuados relativamente aos ensaios realizados para fora do plano, estes autores retiraram as seguintes conclusões:

- A resistência para fora do plano depende da esbelteza;
- A resistência para fora do plano depende da resistência à compressão da alvenaria;
- O mapa de fendilhação de um painel sujeito a acções bidireccionais 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 modelo;
- 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;
- As forças verticais aplicadas ao modelo aumentam ligeiramente a rigidez do painel, contudo a sua resistência para fora do plano mantém-se.

Flanagan e Bennett [64] realizaram uma série de ensaios bidireccionais em pórticos metálicos preenchidos com paredes de alvenaria confinadas com o intuito de avaliar a interacção e a sequência das forças no plano e para fora do plano, assim como, compreender o comportamento das paredes de preenchimento com dano. Estes investigadores consideraram que o modelo de controlo seria ensaiado para um carregamento lateral no plano para que pudesse servir de comparação relativamente aos modelos que seriam ensaiados de forma combinada e de forma sequencial nas duas hipóteses de ordenação. Com este procedimento os autores pretendiam estudar quais as sequências de carga mais desfavoráveis para os painéis de preenchimento.

O ensaio no plano consistiu num conjunto de ciclos de deslocamentos incrementais impostos aos modelos. O padrão de comportamento observado revelou-se uniforme nos modelos ensaiados. O incremento dos deslocamentos impostos ao pórtico desencadeou um conjunto de manifestações de dano, iniciadas pela fendilhação da junta de argamassa do interface do pórtico com o painel, bem como, pela fendilhação generalizada na região dos cantos superiores. O processo de dano prosseguiu com o início da formação da fenda diagonal ao longo da superfície do painel, característica deste tipo de ensaios, ocorrendo finalmente rotura da alvenaria.

O comportamento observado nos ensaios para fora do plano foi caracterizado pela precoce fendilhação das juntas de argamassa, bem como, pelo desenvolvimento de forças de membrana no painel evidenciando linhas de rotura que dividiam o painel em várias secções. Seguidamente, à medida que essas secções do painel se moviam para fora do plano da parede e rodavam na face dos pilares, desenvolvia-se o efeito de arco característico deste tipo de ensaios, ocorrendo finalmente a rotura do painel para fora do plano. A Tabela 3.7 apresenta a geometria e a sequência de ensaio que foi efectuada, assim como, os resultados obtidos por Flanagan e Bennett [64]. A Figura 3.22 apresenta o comportamento do Modelo 19 face ao modelo de controlo, tendo verificado que a aplicação da carga lateral na direcção do plano, resultou numa considerável perda de rigidez do modelo, facto evidenciado pela análise comparativa da resposta deste modelo, com a resposta obtida no modelo de controlo. Os autores observaram, no entanto, que o gráfico pressão *versus* deslocamento obtido é bastante

similar ao obtido pelo modelo de controlo, contudo com um deslocamento residual de 5 mm, presumivelmente, devido às deformações inelásticas ocorridas no ensaio no plano.

Tabela 3.7 - Geometria e resumo dos resultados obtidos por Flanagan e Bennett [64].

PROVETE	DIMENSÕES $L \times H \times W$ (cm)	FORA DO PLANO		NO PLANO		SEQUÊNCIA DE ENSAIO
		$F_{m\acute{a}x}$ (kPa)	Desl. (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kPa)	Desl. (mm)	
2	224x224X20	-	-	183	27.4	Carga no plano
25	224x224X10	8.1	25.3	-	-	Carga fora do plano
18	224x224X20	26.6	11.5	-	-	Carga fora do plano (Controlo)
22	224x224X33	39.5	49.5	-	-	Carga fora do plano
19	224x224X20	21.7	19.3	145	18.8	No plano; fora do plano
20	224x224X20	20.7	10.9	183	18.3	Fora do plano; no plano
23	224x224X20	15.3	4.2	107	9.5	Combinada
11	224x224X20	-	-	149	15.8	Drift para fora do plano; no plano
13	224x224X20	-	-	182	19.5	Drift para fora do plano; no plano

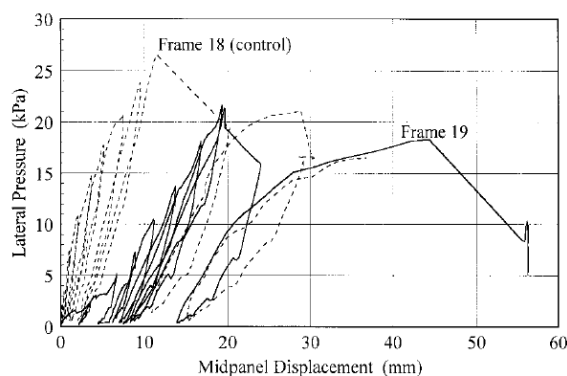


Figura 3.22 - Efeito do dano no plano na resposta obtida no ensaio para fora do plano [64].

Na sequência das observações e estudos efectuados, os autores concluíram:

- Os painéis de alvenaria danificados possuem uma elevada resistência para fora do plano, contudo as deformações são superiores às obtidas em painéis não danificados;
- Para solicitações elevadas para fora do plano o estado caracterizado pela fendilhação diagonal no plano aparenta ser eliminado, reduzindo-se assim, a rigidez no plano;
- O dano introduzido para fora do plano aparenta não ter nenhum efeito na resistência máxima de esmagamento dos cantos que ocorre na fase de ensaio relativa à solicitação no plano.

Calvi *et al.* [65, 66] realizaram um conjunto de ensaios com o intuito de conhecer a resposta sísmica de pórticos de betão armado preenchidos com painéis rebocados de alvenaria de tijolo. Os investigadores pretendiam: comparar a resposta no plano de painéis de alvenaria com e sem reforço para diferentes intensidades de sismos, com o intuito de avaliar os danos obtidos; e avaliar o comportamento dos painéis de alvenaria com e sem armaduras quando solicitados a diferentes intensidades de força para fora do plano, depois de terem sido sujeitos a danos no plano.

Estes autores desenvolveram um trabalho de investigação que consistiu no ensaio de modelos à escala real com as dimensões de 4.2x3.0 m², constituídos por pórticos em betão armado

preenchidos com alvenaria de tijolo de furação horizontal. Consideraram um modelo sem qualquer preenchimento e os restantes, como mostra a Figura 3.23, com três tipos de solução construtiva: alvenaria não armada; alvenaria armada recorrendo à colocação de treliças ou varões de aço na argamassa das juntas de assentamento com um afastamento de 60 cm, correspondendo respectivamente a percentagens de armadura de 0.08% e 0.10%; e alvenaria armada recorrendo à colocação de uma malha de aço no reboco de cada uma das faces do painel.

Os materiais usados apresentaram as principais características seguintes (valores médios aproximados): 29.3 MPa e 34.6 MPa, respectivamente, para a resistência à compressão do betão em pilares e vigas; 562 MPa para a tensão de cedência do aço; 1.1 MPa para a resistência à compressão da alvenaria; 1873 MPa para o módulo de elasticidade da alvenaria; 0.15 MPa para a resistência ao corte diagonal; 0.09 MPa para a resistência ao corte horizontal sem cargas verticais (coesão); e 1039 MPa para o módulo de distorção.

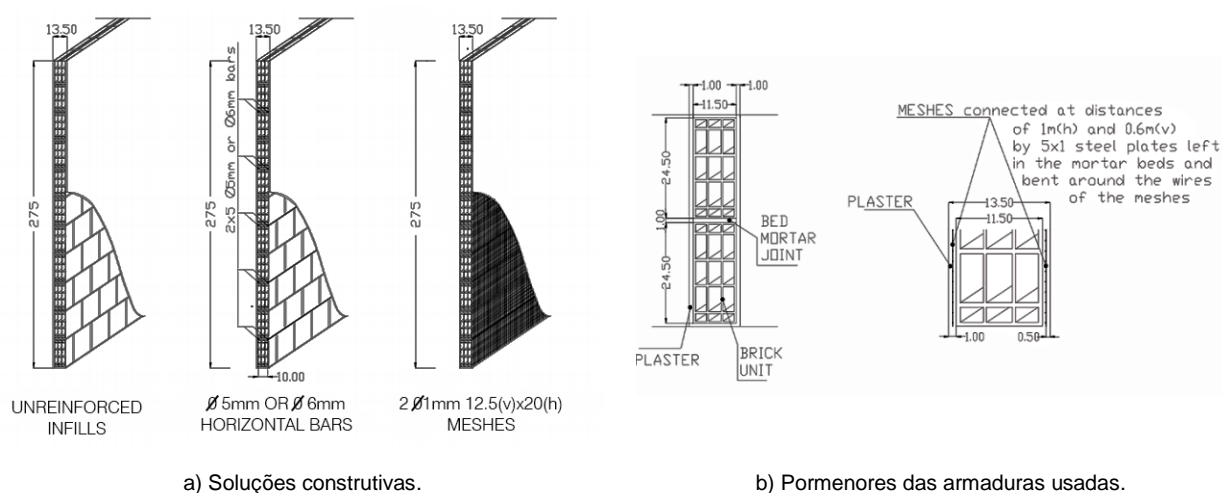


Figura 3.23 - Painéis usados nos ensaios [65].

O procedimento de ensaio iniciava-se com a aplicação de uma carga vertical nos pilares para simular o peso dos pisos superiores. A carga vertical era mantida constante durante os ensaios seguintes, permitindo a redistribuição de esforços gerada pela aplicação das forças horizontais. Seguidamente procedia-se à realização do ensaio no plano, que era efectuado através da aplicação de deslocamentos horizontais, com patamares de *drift* entre 0.1% e 3.6%, sendo efectuados três ciclos para cada patamar. Por fim era realizado o ensaio para fora do plano, que consistia na aplicação de cargas monotónicas em quatro pontos distintos da parede. Para os ensaios no plano foram considerados *drifts* iguais a 0.1, 0.2, 0.3 e 0.4% para o estado limite de utilização e *drifts* de 1.2 e 3.6% para explorar o estado limite último.

Estes investigadores consideraram que o modelo de controlo, um pórtico de betão armado sem qualquer preenchimento, seria ensaiado no plano, com os patamares de *drifts* laterais já estabelecidos, para que pudesse servir de prova relativamente aos modelos que seriam ensaiados de forma sequencial de acordo com os procedimentos anteriormente descritos. De forma geral, os ensaios no plano originaram padrões de fendilhação muito semelhantes aos observados por outros investigadores, os quais já foram alvo de exposição neste trabalho. Relativamente aos ensaios efectuados aos modelos para fora do plano com dano prévio no plano ou sem qualquer dano, idênticas observações foram realizadas, na mesma linha de trabalhos anteriores, estando os resultados obtidos sistematizados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios para fora do plano [65, 66].

ENSAIO	REFORÇO	Δ_{plano}	F (kN)	δ (mm)	a_w (g)	p_w (kPa)	K_s (kN/m)	T (s)
2	Sem armadura	1.20%	6.0	--	0.460	1.00	180	0.546
3	Varões de aço	--	--	--	--	--	--	--
4	Treliça de aço	0.40%	17.2	53	1.289	2.87	5160	0.102
5	Malha de aço	1.20%	21.4	22	1.605	3.57	2676	0.142
6	Sem armadura	0.40%	9.0	37	0.675	1.50	720	0.273
7	Varões de aço	0.40%	19.7	44	1.477	3.28	2814	0.138
8	Treliça de aço	0.40%	17.5	48	1.312	2.92	1400	0.196
9	Malha de aço	0.40%	46.6	28	3.493	7.77	11184	0.069
10	Sem armadura (1)	--	33.7	13	2.526	5.62	11642	0.068
11	Treliça de aço (1)	--	36.8	45	2.756	6.13	11977	0.067

(1) Ensaio executado no modelo sem dano prévio;

(2) As variáveis do cabeçalho da tabela representam: Δ_{plano} Drifts no plano; F a força máxima no painel; δ deslocamento último no painel; a_w aceleração correspondente à força máxima transversal (com a participação da massa total); p_w pressão máxima equivalente à aplicação dos quatro pontos de carga concentrada aplicados ao painel, da qual resulta o mesmo momento máximo; K_s rigidez secante calculada entre 10% e 40% da carga máxima do painel; e T período.

Estes autores extraíram importantes conclusões da investigação realizada. Acerca dos ensaios efectuados no plano, puderam concluir o seguinte:

- A rigidez inicial dos pórticos com painéis de alvenaria era significativamente superior à do pórtico sem qualquer preenchimento
- 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, o seu comportamento aproximava-se do comportamento do pórtico sem qualquer preenchimento;
- Todos os tipos de armaduras utilizadas eram eficientes ou reduziam significativamente o dano do painel;
- Foram usados nos modelos com junta horizontal armada dois tipos de armaduras, contudo esse facto não se relevou significativo para os resultados obtidos;
- A presença da malha de aço no reboco melhora de forma significativa a rigidez, a capacidade de dissipação de energia e a força máxima obtida.

Relativamente aos ensaios para fora do plano foi possível concluir o seguinte:

- Existe um grande efeito benéfico com a introdução de armaduras, principalmente na solução que recorre à colocação de malhas de aço no reboco dos painéis;
- Para os painéis não armados 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.
- Para os mesmos drifts considerados nos ensaios no plano, a presença de armadura nas juntas horizontais das alvenarias aumenta significativamente os valores da aceleração necessários para produzir colapso;
- Para os mesmos drifts considerados nos ensaios no plano, a presença da malha de aço no reboco obriga a valores de aceleração mais elevados relativamente a outros casos. Obtêm-se para esta solução construtiva valores até 3.5 g e 1.6 g, respectivamente, para drifts no plano de 0.4% e 1.2%, que quando comparados para o caso de painéis não

armados, na mesma gama de *drifts* no plano, as acelerações são de 1.5 *g* e 0.5 *g*, respectivamente.

Komaraneni [67] levou a cabo uma investigação onde foram considerados três modelos à escala 1:2 constituídos por pórticos de betão armado preenchidos por painéis em alvenaria de tijolo. 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.

Os provetes considerados foram construídos com as características geométricas indicadas na Figura 3.24 e os materiais usados apresentaram as características seguintes (valores médios): 30.9 *MPa* para a resistência à compressão do betão; 30.6 *MPa* para a resistência à compressão do micro betão; 4.9 *MPa* para a resistência à compressão da argamassa; e 46.0 *MPa* para a resistência à compressão dos tijolos.

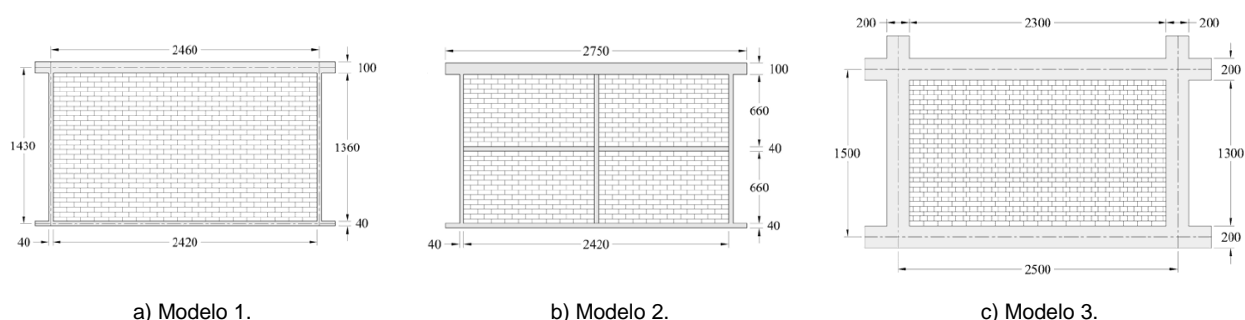


Figura 3.24 - Características geométricas dos modelos [67].

Os modelos 1 e 2 apresentavam uma estrutura porticada esbelta, apresentando ainda o modelo 2 um lintel e um pilarete centrais com o intuito de melhorar o comportamento do sistema estrutural no plano e para fora do plano. A estrutura de betão armado dos modelos 1 e 2 era constituída por um micro betão, sendo a do modelo 3 constituída por betão normal. Os painéis de alvenaria empregues neste trabalho eram de tijolo cerâmico, os quais foram produzidos, tal como os modelos, à escala 1:2 com as dimensões 120.2x59.5x36.6 *mm*³. A argamassa foi produzida ao traço volumétrico de 1:1:6 de cimento, cal e areia.

Na Figura 3.25 é apresentado o esquema de ensaio usado por estes autores, o qual permitia combinar o ensaio para fora do plano, por intermédio de uma mesa sísmica unidireccional, com o ensaio no plano, o qual recorria ao sistema tradicional de aplicação de deslocamento por meio de um actuador. O procedimento de carga consistia em intercalar ensaios para 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 ter sido completado o ciclo para fora do plano, o modelo era então submetido ao ensaio no plano. Os ensaios no plano tinham *drifts* com incrementos de 0.25%. Esta sequência de ensaio no plano parava com o aparecimento da primeira fenda, iniciando-se de seguida o segundo ciclo para fora do plano com apenas movimentos relativos ao último nível de movimento. O segundo ciclo no plano iniciava-se, incrementando ao *drift* que já se tinha apenas mais 0.25%. Este processo era repetido até a rotura do modelo.

Através da observação durante o ensaio, os autores verificaram que as principais fendas abriam durante o ensaio no plano, com pequenas fendas adicionais no ensaio para fora do plano. Os modelos 1, 2 e 3 atingiram 32.2 *kN*, 39.1 *kN* e 142.8 *kN* de carga máxima no ensaio

no plano com 7.50 mm, 11.25 mm e 11.25 mm de deslocamento, respectivamente. O colapso dos modelos ocorreu durante o ensaio para fora do plano, após *drifts* no plano de 1.20%, 2.20% e 2.75%, respectivamente para os modelos 1, 2 e 3, podendo ser observados na Figura 3.26 os mapas de fendas relativos de rotura por colapso dos modelos.

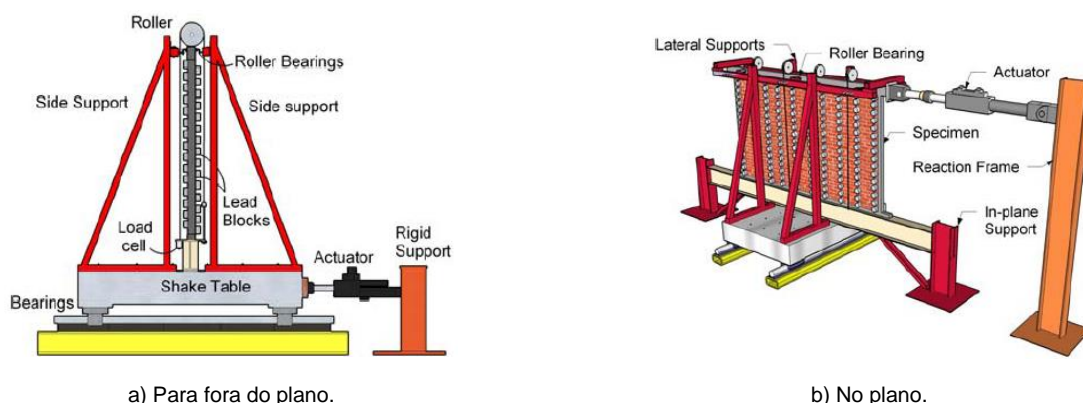


Figura 3.25 - Esquema de ensaio usado [67].

Estes autores concluíram o seguinte:

- As forças de inércia nos modelos 1 e 2, os mais esbeltos, eram mais evidentes a meia altura, enquanto no modelo 3, menos esbelto, as forças de inércia eram uniformes ao longo de toda a altura do provete, sendo o máximo atingido no topo do pano de alvenaria;
- A subdivisão do painel de alvenaria levada a cabo no modelo 2 melhorou a resposta no plano e 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 fendilhação da alvenaria, podendo resistir até *drifts* de 2.2%;
- O colapso para fora do plano não é todo devido às forças de inércia, sendo também bastante afectado pelo excessivo deslocamento para fora do plano.

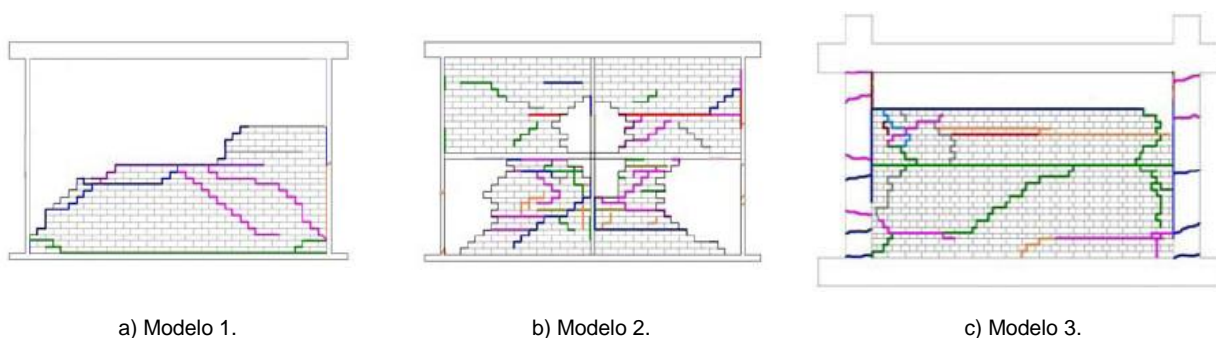


Figura 3.26 - Rotura por colapso dos modelos [67].

3.3.2.2 Modelos analíticos: Angel *et al.* [63, 68]

Angel *et al.* [63, 68] com base no estudo paramétrico realizado apresentaram uma metodologia para aferir a resistência do painel de preenchimento. Assim, apresentaram para o efeito a Equação 3.49 na qual, w , é a pressão uniforme na parede, que irá provocar a sua rotura para fora do plano.

$$w = \frac{2f'_{me}}{(h/t)} \lambda R_1 R_2 \quad (kPa) \quad \text{Equação 3.49}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- f'_{me} Resistência à compressão da alvenaria (kPa);
- t Espessura do painel (mm);
- h Altura do painel (mm);
- λ Parâmetro de esbelteza definido na Tabela 3.9;
- R_1 Factor de redução de resistência para fora do plano que pretende entrar em consideração com o dano sofrido no plano. Não havendo dano $R_1 = 1$. No caso da parede se encontrar moderadamente ou severamente danificada deverá ser consultada a Tabela 3.9;
- R_2 Factor de redução de rigidez de acordo com a Equação 3.50.

Tabela 3.9 - Comportamento para fora do plano. Parâmetros de resistência [63, 68].

RAZÃO h/t	PARAMETRO DE ESBELTEZA λ	FACTOR DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA, R_1	
		Dano moderado	Dano severo
5	0.129	0.997	0.994
10	0.060	0.946	0.894
15	0.035	0.888	0.789
20	0.020	0.829	0.688
25	0.015	0.776	0.602
30	0.008	0.735	0.540
35	0.005	0.716	0.512
40	0.003	0.727	0.528

O factor de redução de rigidez, R_2 , destina-se a representar a redução de resistência para fora do plano devido à flexibilidade do pórtico, o qual deverá ser obtido pela Equação 3.50, onde EI é a rigidez à flexão do membro mais flexível do pórtico contínuo ao painel de preenchimento.

$$R_2 = 0.357 + 71.4 \times 10^{-9} EI \leq 1 \quad (N\ mm^2) \quad \text{Equação 3.50}$$

3.3.2.3 Modelos analíticos: Flanagan e Bennett [64]

Flanagan e Bennett [64] com base nos trabalhos experimentais realizados, propuseram alterar a Equação 3.45 e a Equação 3.46 propostas por Dawe e Seah [58] para a obtenção da carga última, q_{ult} , que o painel poderia resistir. Assim, propuseram a Equação 3.51 e a Equação 3.52, respectivamente, para painéis com três bordos ligados e um livre no topo e para painéis com os quatro bordos ligados.

$$q_{ult} = \frac{4.1 (f'_m)^{0.75} t^2 \alpha}{L^{2.5}} \quad (kPa) \quad \text{Equação 3.51}$$

$$q_{ult} = 4.1 (f'_m)^{0.75} t^2 \left(\frac{\alpha}{L^{2.5}} + \frac{\beta}{H^{2.5}} \right) \quad (kPa) \quad \text{Equação 3.52}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- f'_m Tensão de rotura à compressão da alvenaria (kPa);
- t Espessura do painel (mm);
- L Comprimento do painel (mm);
- H Altura do painel (mm);
- α Coeficiente dado pela Equação 3.53, o qual deverá ser menor ou igual a 75 no caso dos painéis com três bordos ligados e um livre no topo e menor ou igual a 50 nos restantes casos;
- β Coeficiente dado pela Equação 3.54, o qual deverá ser menor ou igual a 50.

Os coeficientes α e β poderão ser calculados pelas equações seguintes:

$$\alpha = \frac{1}{H} (EI_c H^2)^{0.25} \quad \text{Equação 3.53}$$

$$\beta = \frac{1}{L} (EI_b L^2)^{0.25} \quad \text{Equação 3.54}$$

Onde:

- I_c Momento de inércia do pilar (mm^4);
- I_b Momento de inércia da viga (mm^4);
- E Módulo de elasticidade dos componentes do pórtico (MPa);

3.3.2.4 Modelos analíticos: Calvi et al. [65, 66]

Calvi et al. [65, 66] propuseram a forma de calcular o período de vibração fundamental dos painéis de preenchimento para fora do seu plano, através de uma representação simplificada do painel de preenchimento ligado ao pórtico com recurso a rótulas cilíndricas. Assim, o período de vibração fundamental, T_a , pode ser determinado através da equação seguinte:

$$T_a = \frac{2}{\pi} \left(\frac{1}{l^2} + \frac{1}{h^2} \right)^{-1} \sqrt{\frac{12m}{Et^2 h}} \quad \text{Equação 3.55}$$

Onde as variáveis representam grandezas relativas à parede de enchimento, tendo o seguinte significado:

- t Espessura do painel;
- l Comprimento do painel;
- h Altura do painel;
- m Massa por unidade de volume do painel;
- E Módulo de elasticidade do painel.

Calvi et al. [65, 66] também apresentaram uma metodologia para avaliar a resistência lateral dos painéis de preenchimento armados, com treliças ou varões de aço na argamassa das juntas de assentamento, propondo para o efeito a expressão seguinte:

$$V_R = V_{R,M} + V_{R,H} = f_v l' t + \frac{f_y A_{sh} d'}{s} \leq f_v l t \quad \text{Equação 3.56}$$

Onde as variáveis têm o seguinte significado:

- f_v Resistência ao corte da alvenaria;
- l Comprimento do painel;
- l' Comprimento da zona comprimida do painel;
- t Espessura do painel;
- f_y Tensão de cedência do aço;
- A_{sh} Área de aço aplicado nas juntas de assentamento;
- s Espaçamento vertical da armadura aplicada nas juntas de assentamento;
- h Altura do painel;
- d' Valor mínimo (l' , h).

3.4 Comportamento face a acções dinâmicas

Diversos investigadores têm estudado nos últimos 50 anos o comportamento das paredes de preenchimento recorrendo a ensaios estáticos. Contudo, existe também, uma outra abordagem para avaliar o comportamento destes sistemas estruturais, que passa pela realização de ensaios dinâmicos com recurso à mesa sísmica. Vários autores têm seguido esta abordagem como principal linha de investigação ou como complemento de estudos realizados recorrendo a ensaios estáticos. Do conjunto dos trabalhos realizados nos últimos anos serão analisados os realizados por Dawe *et al.* [69], Liauw *et al.* [70], Mosalam e Hashemi [71] e Pujol e Fick [72].

Dawe *et al.* [69] estudaram um protótipo constituído por um pórtico em estrutura metálica de $3 \times 3 \text{ m}^2$ que suportava uma laje de betão de 0.10 m de espessura com 3 m de largura. Os pórticos foram considerados como sendo de secção rectangular, com ligações rígidas de canto e os pilares encastrados na base. O protótipo 1 foi projectado para uma aceleração de pico de 0.25 m/s^2 . O pórtico 2 foi projectado para suportar as cargas permanentes bem como, cargas sísmicas. Usando leis de escala, os protótipos foram reduzidos para a escala de 1:3. O modelo de teste consistia numa estrutura de aço envolvendo o painel de alvenaria, com as dimensões de $943 \times 929 \times 60 \text{ mm}^3$. Foram colocadas massas adicionais sobre os pilares para simular os pisos superiores, de acordo com o esquema de ensaio apresentado na Figura 3.27

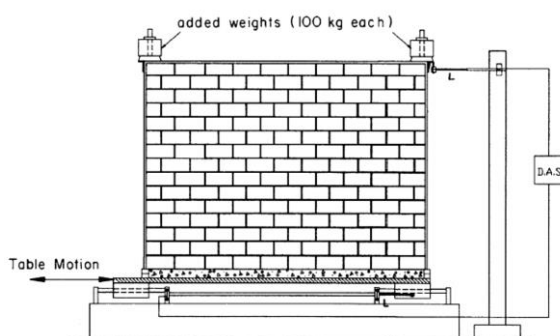


Figura 3.27 - Vista geral do esquema de ensaio [69].

Foram testados três tipos de modelos: o Modelo 1 constituído por um pórtico de nós flexíveis e com paredes de alvenaria de preenchimento; o Modelo 2 constituído por um pórtico de nós rígidos e com paredes de alvenaria de preenchimento; e o Modelo 3 constituído por um pórtico de nós flexíveis e sem paredes de alvenaria de preenchimento. Estes autores observaram que as paredes do Modelo 1 comportaram-se como uma unidade até que a interface de ligação entre o pórtico e a parede entrou em rotura para movimentos de 0.2 g . A parede separou-se da base e ao mesmo tempo ocorreu a rotura da argamassa de ligação superior. Nestes modelos formaram-se rótulas plásticas na ligação da viga com o pilar. No Modelo 2 o painel de alvenaria

separou-se do pórtico de aço, ocorrendo fendilhação diagonal dos cantos do painel para o centro do mesmo. No Modelo 3 foi verificada uma rigidez menor relativamente à observada para os pórticos com paredes de alvenaria de preenchimento.

Liauw *et al.* [70] realizaram um trabalho onde foram ensaiados dois modelos tridimensionais de quatro pisos à escala de 1:3, numa mesa sísmica de $5 \times 5 \text{ m}^2$, os quais representaram parte de um edifício de quatro andares. Na Figura 3.28 pode ser observado aspecto geral de uma das estruturas ensaiadas. O Modelo 1 era constituído por paredes de betão armado e o Modelo 2 por paredes de alvenaria confinadas em pórticos de betão armado. Em cada piso, as estruturas paralelas de ambos os modelos eram ligadas por uma laje de betão armado com 40 mm de espessura. No Modelo 1 a resistência à compressão betão era de 10.2 MPa e a tensão de cedência do aço de 238 MPa . No Modelo 2, os pilares e as vigas tinham uma secção de $60 \times 100 \text{ mm}^2$, sendo a resistência à compressão betão de 12.5 MPa e tensão de cedência o aço de 238 MPa . Os blocos de alvenaria tinham uma resistência à compressão de 13.7 MPa , sendo as dimensões de $19 \times 39 \times 80 \text{ mm}^3$. Estes dois modelos foram dimensionados para terem a mesma resistência estática. Durante o ensaio dinâmico, ambos os modelos foram submetidos a forças sísmicas crescentes, para testar a sua resposta no patamar elástico e até à rotura.

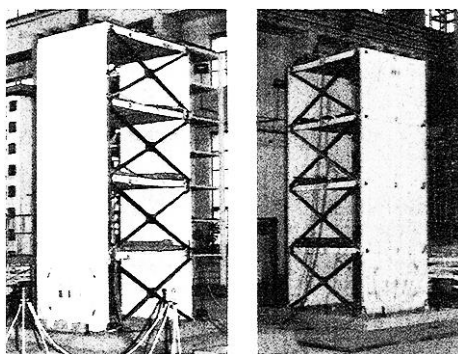
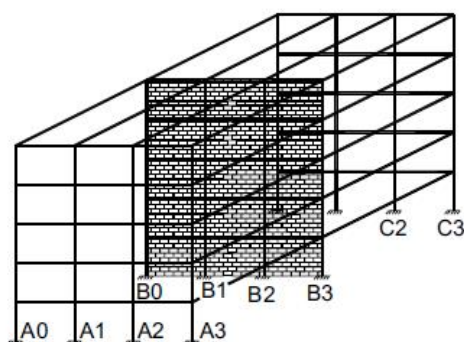


Figura 3.28 - Aspecto geral da estrutura ensaiada [70].

Estes autores concluíram que como a resistência sísmica das duas estruturas é similar, tendo em conta a resistência equivalente ao corte e a resistência estática, e como este estudo só analisou dois modelos, seria prematuro definir qual dos dois modelos teria a melhor resistência ao sismo. Observaram que no Modelo 1 a resistência ao corte das paredes devido às acções sísmicas terá sido significativamente menor do que as cargas estáticas, pois o modelo atingiu a rotura por corte e não por flexão como acontece no carregamento estático. No Modelo 2, constataram a possibilidade dos painéis de alvenaria serem expulsos para fora do plano, especialmente com a ocorrência de um sismo real onde há acelerações em diversas direcções, pelo que seria prudente prever a colocação de conectores de corte para ligar o painel de alvenaria à estrutura de betão armado, prevenindo assim este fenómeno.

Mosalam e Hashemi [71] realizou um trabalho de investigação que pretendia estudar o comportamento dinâmico de uma estrutura porticada de betão armado com uma parede de alvenaria de preenchimento, quando sujeita a acções sísmicas. Construiu um modelo de escala reduzida, 3:4, que representava o primeiro andar de um edifício de cinco pisos executado em betão armado, conforme pode ser observado na Figura 3.29. As paredes de alvenaria foram implantadas na zona central do edifício por razões logísticas e devido ao próprio equipamento de ensaio. Foram aplicadas cargas permanentes e sobrecargas uniformemente distribuídas para cada piso com valores correntes de dimensionamento.



a) Esquema estrutural.



b) Estrutura na mesa sísmica.

Figura 3.29 - Aspectos gerais do modelo [71].

Os autores concluíram que as paredes de alvenaria de enchimento têm um papel importante na resistência e ductilidade da estrutura devendo ser consideradas na análise e dimensionamento de edifícios. No presente caso, as paredes de alvenaria contribuíram para um aumento de rigidez da estrutura em 3.8 vezes, diminuíram o período natural da estrutura em 50%, aumentaram o coeficiente de amortecimento da estrutura em cerca de 4 a 12%, dependendo no nível de aceleração, e aumentaram a energia dissipada no sistema. Tais alterações afectaram significativamente a capacidade resistente da estrutura e diminuíram os deslocamentos obtidos. Localmente a existência de paredes de alvenaria de enchimento alterou a distribuição das cargas entre os elementos da estrutura, aumentando os esforços dos elementos adjacentes, nomeadamente a parte superior e inferior dos pilares e das lajes. Quantitativamente as paredes de alvenaria de enchimento aumentaram cerca de 30% os esforços sobre a estrutura de betão armado.

Pujol e Fick [72] ensaiaram um edifício de três pisos em betão armado projectado e detalhado para resistir às cargas gravíticas. Cada piso tinha as dimensões $15.25 \times 9.15 \text{ mm}^2$ e a altura total de 9.15 mm . Os pilares tinham uma secção de $0.455 \times 0.455 \text{ m}^2$. A resistência do betão à compressão era de 26.9 MPa para as lajes e de 25.5 MPa para os pilares. O teste consistiu, numa primeira fase, em solicitar a estrutura original lateralmente, através de seis actuadores hidráulicos (dois por piso). Os ciclos de carga foram realizados para obter os seguintes *drifts* no piso mais elevado: $\pm 0.22\%$; $\pm 0.45\%$; $\pm 1.50\%$; $\pm 3.00\%$. O teste parou quando se completava um ciclo no *drift* de 3.00% . Quando se atingiu o *drift* de 2.80% ao nível de piso mais elevado deu-se uma rotura por punçamento na ligação do pilar e da laje do segundo piso.

Seguidamente, foram colocadas paredes de alvenaria não armada, na estrutura previamente ensaiada, enchendo dois dos quatro vãos na direcção de aplicação da carga, como pode ser observado na Figura 3.30. A estrutura modificada tinha então duas paredes de alvenaria e de betão armado funcionando como um material compósito. O segundo teste consistiu em ensaiar a estrutura modificada para vinte ciclos de deslocamento para determinar qual a capacidade de *drift* de uma estrutura de betão armado com paredes de alvenaria.

Os autores concluíram que a adição de paredes de alvenaria resultou num aumento de resistência ao corte (aproximadamente 100%) e da rigidez lateral (aproximadamente 500%) em relação à estrutura de betão armado. A estrutura conservou a capacidade de resistir a acções laterais durante dezoito ciclos de deslocamento até uma amplitude de 1.50% da altura da estrutura. Neste nível de deformação, as paredes de alvenaria com características similares às que aqui foram descritas, podem ajudar a controlar o *drift* entre pisos, desde que sejam

tomadas medidas que previnam a rotura para fora do plano dos painéis de alvenaria e a rotura ao corte dos pilares.



Figura 3.30 - Vista geral do edifício ensaiado [72].

3.5 Perspectiva da *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*

A *Federal Emergency Management Agency* é uma agência governamental do Departamento de Segurança Interna dos Estados Unidos, cujo principal objectivo é coordenar as respostas a desastres que ocorram nos Estados Unidos e que superem os recursos das autoridades locais e do estado. De forma paralela, desenvolve recomendações periódicas em colaboração com outros organismos, publicadas através das provisões do *National Earthquake Hazard Reduction Program*, relacionadas com o dimensionamento das acções sísmicas. Do trabalho produzido nesta área do conhecimento, destacam-se, pelo interesse que tem para este trabalho, o conjunto de documentos relacionados com a definição de procedimentos para a determinação da acção sísmica dos componentes não estruturais, assim como, a avaliação do comportamento das estruturas constituídas pelos pórticos e pelas paredes de preenchimento. No âmbito deste trabalho serão seguidamente abordados os seguintes documentos: FEMA 273 [26], FEMA 302 [73], FEMA 306 [74] e FEMA 356 [75], e nos respectivos capítulos com interesse no âmbito deste estudo. Para a determinação das forças sísmicas, mediante as quais, as paredes de preenchimento e as suas ligações à estrutura principal terão de ser verificadas, serão abordados o FEMA 302 [73] e FEMA 356 [75], referindo-se o primeiro documento a um conjunto de disposições recomendadas para a regulamentação sísmica de novos edifícios e outras estruturas, e o segundo a uma abordagem no domínio da reabilitação sísmica de edifícios. Para a limitação dos danos das paredes de preenchimento serão abordados o FEMA 273 [26] e o FEMA 306 [74], referindo-se o primeiro documento a uma abordagem no domínio da reabilitação sísmica de edifícios e o segundo a uma perspectiva mais actual da avaliação dos danos provocados pelos sismos nos edifícios.

3.5.1 Considerações gerais

Para um dado deslocamento global relativo a um dado padrão de carga lateral a que uma estrutura está sujeita, está associada a deformação de cada componente estrutural do edifício. Uma vez que a deformação elástica indica o dano do componente, o deslocamento máximo global que ocorre durante um sismo, define o estado de dano da estrutura de um edifício, em termos de deformação inelástica para cada um dos seus componentes. A capacidade da estrutura poderá ser representada pelo deslocamento máximo global, em que o dano do

componente está à beira de ultrapassar o limite tolerável para um especificado nível de desempenho.

Na aceção dos documentos que seguidamente irão ser abordados, o conceito de componente refere-se a membros estruturais de base, tais como: vigas, pilares, lajes, paredes, etc., que combinados formam uma estrutura. Um elemento ou componente serão primários, se forem necessários para contribuírem para a resistência da estrutura às forças laterais, em contraste, serão secundários no caso de não afectarem a capacidade da estrutura para resistir às deformações induzidas pelos sismos. A gravidade de dano é extremamente condicionada pela ductilidade do componente, ver Figura 3.31. Alguns componentes apresentam modos de comportamento mistos, como mostrado no gráfico correspondente à ductilidade moderada. O componente inicialmente exhibe um comportamento à flexão, mas a partir de certo momento, para deformações mais elevadas, há uma transição para um comportamento condicionado pelo esforço de corte.

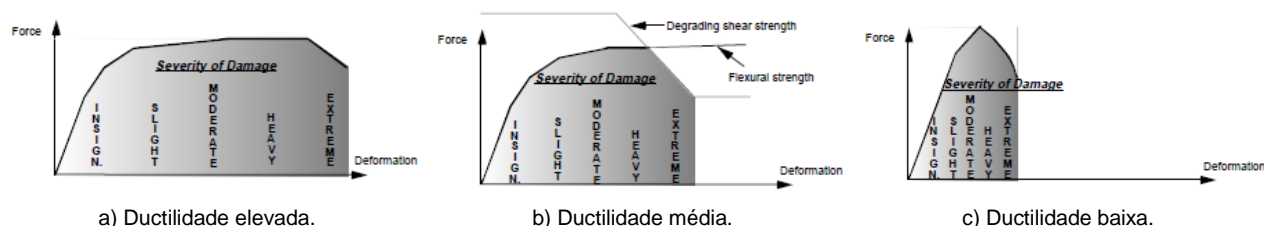


Figura 3.31 - Gráfico força versus deslocamento função da ductilidade e da gravidade dos danos [74].

Tem havido uma tendência para tentar medir o efeito dos danos dos sismos, estimando-se a perda da capacidade de resistência às forças laterais da estrutura. É assumido que esta perda pode ser relacionada com a espessura e extensão da fendilhação observada nos elementos de betão ou alvenaria. Na realidade não há desacordo com o efeito da fendilhação na capacidade resistente das estruturas, mas existe cepticismo sobre a adequação da capacidade de força como um parâmetro para a medição de danos. O progresso recente no desenvolvimento de técnicas de medição do efeito dos danos permite uma melhor avaliação do desempenho dos edifícios. Assim, a partir de um gráfico experimental força versus deslocamento representativo do comportamento histerético de um componente ou elemento é possível obter uma curva de capacidade, tal como se apresenta na Figura 3.32, podendo pela sua observação concluir-se acerca do comportamento dúctil do elemento ou componente.

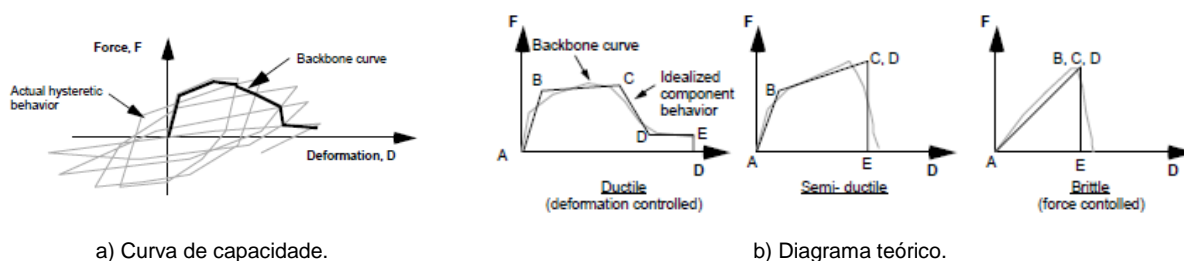


Figura 3.32 - Determinação do diagrama teórico força versus deslocamento do elemento [74].

As disposições actuais deste conjunto de recomendações consideram por ordem crescente de exigência três níveis de desempenho estrutural: “*Immediate occupancy, IO*”, “*Life safety, LS*” e “*Collapse prevention, CP*”, os quais limitam os deslocamentos globais em cada um dos níveis considerados. Na Figura 3.33 podemos observar o posicionamento dos níveis de desempenho estrutural relativamente aos diagramas idealizados força versus deslocamento. Pode-se constatar que o nível de desempenho estrutural, *Immediate occupancy, IO* é definido para

valores de deslocamento situados muito perto do fim do regime elástico do elemento, o nível de desempenho estrutural *Life safety*, LS situa-se em pleno regime inelástico, enquanto o nível de desempenho *Collapse prevention*, CP, embora seja definido para valores de deslocamento situados no ramo inelástico do ramo do diagrama, está muito próximo do início do colapso do elemento ou componente.

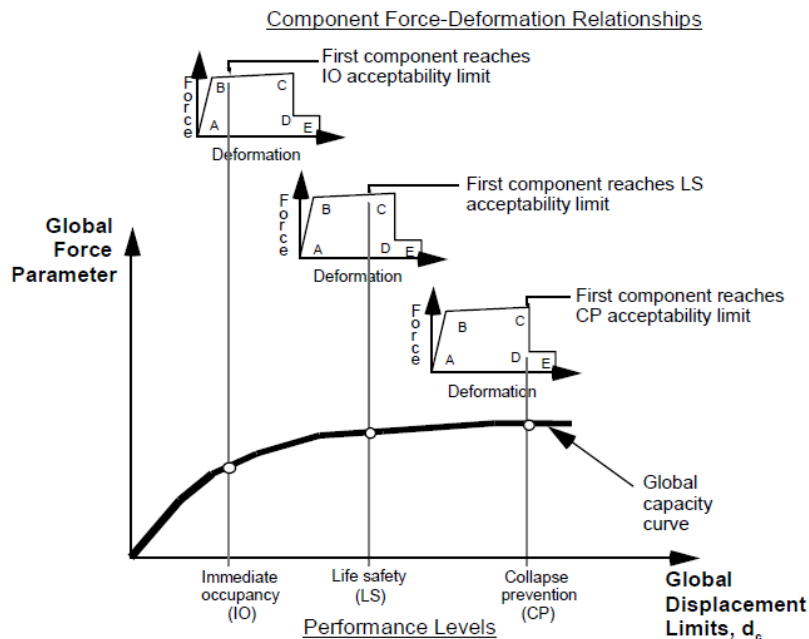


Figura 3.33 - Limites de deslocamento em função dos níveis de comportamento [74].

Apresenta-se também, um conjunto de dados relativos às paredes de preenchimento na Tabela 3.10, onde são relacionados os danos e os *drifts* dos elementos primários e secundários com o nível de desempenho estrutural. Os limites aqui indicados para os *drifts* são de referência, e não substituem os limites apresentados nos subcapítulos seguintes. Pela análise da Tabela 3.10 verifica-se que os componentes secundários têm *drifts* elevados, pelo que os componentes primários do sistema devem ser capazes, por si só, de resistirem às cargas laterais dentro dos limites de aceitação de deformação impostos.

Tabela 3.10 - Níveis de desempenho comportamental e dano [26]

ELEMENTOS	TIPO	NÍVEL DE DESEMPENHO COMPORTAMENTAL		
		<i>Collapse prevention</i> CP	<i>Life safety</i> LS	<i>Immediate occupancy</i> IO
Paredes de alvenaria de preenchimento	Primário	Fissuras importantes e esmagamento; Partes de painéis com explosão para fora do plano.	Fissuras importantes e alguns esmagamentos, mas os painéis permanecem no seu plano	Fendilhação nas alvenarias de preenchimento (< 3mm)
	Secundário	Amplo esmagamento e estilhaçando; Perda de alguns painéis.	Tal como nos elementos primários.	Tal como nos elementos primários.
	<i>Drift</i>	0.6% Transitório 0.6% Permanente	0.5% Transitório 0.3% Permanente	0.1% Transitório 0.0% Permanente

Alguns procedimentos de verificação de esforços apresentados nos próximos subcapítulos requerem a classificação da exigência de ductilidade do componente. Para o efeito, como se mostra na Tabela 3.11, define-se baixa, média e alta ductilidade, sendo essa classificação baseada no máximo valor do parâmetro de exigência de capacidade, DCR , o qual é a razão entre a deformação do componente correspondente ao deslocamento alvo global pelo deslocamento efectivo do componente, expresso para o componente pela equação seguinte [26]:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad \text{Equação 3.57}$$

Onde:

- Q_{UD} Esforço devido à acção sísmica e cargas gravíticas;
- Q_{CE} Resistência esperada para o componente no nível de deformação considerado.

O valor de DCR deverá ser calculado em cada componente para os esforços de controlo: axial, corte e de flexão. Se todos os esforços de controlo forem menores do que 1, é expectável que o componente tenha um comportamento elástico, por outro lado, se para algum dos esforços de controlo DCR for superior a 1 será expectável um comportamento inelástico. O maior valor de DCR define esforço crítico para o componente, isto é, o modo como vai ceder ou romper. De igual modo, se um elemento é composto por múltiplos componentes, o componente com o maior valor de DCR é o componente crítico do elemento, isto é, será o primeiro elemento a ceder ou romper.

Nos edifícios dever-se-á ter em conta as perdas abruptas de rigidez em pisos adjacentes, resultantes por exemplo, de uma descontinuidade ou aumento significativo da área de aberturas da envolvente. Havendo uma grave fragilidade de um determinado piso, em qualquer das direcções consideradas para o edifício, essa solução estrutural poderá ser considerada se o valor médio de DCR relativo ao esforço de corte, entre pisos adjacentes, não ultrapassar 125%. O valor médio do parâmetro de exigência de capacidade, \overline{DCR} , para cada um dos pisos do edifício, poderá ser obtido por:

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i \cdot V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad \text{Equação 3.58}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- DCR_i Valor crítico de DCR para o elemento i ;
- DCR_i Esforço de corte obtido para o elemento i , assumindo que a estrutura permanece em regime elástico;
- n Número de elementos num piso.

Tabela 3.11 - Classificação da ductilidade dos componentes em função do parâmetro, DCR [26].

VALORES MÁXIMOS DO PARÂMETRO DE EXIGÊNCIA DE CAPACIDADE, DCR	CLASSIFICAÇÃO
< 2	Ductilidade baixa
2 a 4	Ductilidade média
> 4	Ductilidade alta

3.5.2 Verificações: FEMA 302 [73]

O FEMA 302 [73] preconiza a obrigatoriedade dos componentes não estruturais, nomeadamente as paredes de preenchimento, assim como, as respectivas fixações, serem verificados para a situação de projecto recorrendo a combinações de esforços adequadas para o efeito. Os esforços sísmicos deverão ser determinados, aplicando ao componente uma força horizontal, F_p , definida pela expressão seguinte:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{R_p / I_p} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad \text{Equação 3.59}$$

O valor da força sísmica, F_p , aplicada no centro de gravidade não poderá exceder o valor obtido na Equação 3.60, nem ser inferior ao valor obtido pela Equação 3.61.

$$F_p = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad \text{Equação 3.60}$$

$$F_p = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad \text{Equação 3.61}$$

As variáveis destas equações têm o seguinte significado:

- S_{DS} Aceleração espectral;
- a_p Factor de amplificação do componente que varia entre 1.0 e 2.5;
- I_p Factor de importância do componente que pode ser 1.0 ou 1.5;
- W_p Peso do componente;
- R_p Factor de modificação da resposta do componente que varia entre 1.0 e 5.0, assumindo para as paredes de preenchimento o valor 2.5;
- z Altura da estrutura até ao ponto mais elevado de fixação do componente;
- h Altura média do topo do edifício.

O factor de amplificação de componente, a_p , representa a amplificação dinâmica do componente em relação ao período fundamental da estrutura, T . O período fundamental do componente, T_p , é de difícil determinação, e, normalmente, só é possível obtê-lo com precisão a partir de ensaios, nomeadamente com recurso à mesa sísmica. É aceitável a formulação de a_p como uma função de T_p/T , pelo que quando o componente é mais flexível do que a estrutura a_p assumirá valores superiores a 1. Em geral, o período fundamental do componente, T_p , será menor do que 0.06 segundos, nomeadamente quando se refere a paredes de preenchimento, pelo que nenhuma amplificação dinâmica será esperada, sendo assim adoptado para o factor de amplificação, a_p , o valor 1. A força horizontal, F_p , será aplicada de forma independente ao componente nas duas direcções (longitudinal e lateral), sendo combinada com as restantes cargas associadas ao componente, combinando deste modo, os efeitos das forças horizontais e verticais, para cada uma das direcções consideradas. A fixação das paredes de preenchimento a elementos estruturais considerados como diafragmas rígidos deve resistir a uma força para fora do plano, F_p , dada pela Equação 3.59. Tratando-se esses elementos estruturais de diafragmas flexíveis, então o valor da força sísmica, F_p , que a fixação deverá resistir será obtido pela expressão seguinte:

$$F_p = 1.2 S_{DS} I W_p \quad \text{Equação 3.62}$$

Sendo I um factor de importância dependente do uso do edifício, associado ao conceito de diferenciação de fiabilidade e tendo as restantes variáveis o significado descrito nas equações anteriores.

3.5.3 Verificações: FEMA 356 [75]

O FEMA 356 [75] para a verificação dos componentes não estruturais e das respectivas ligações, mantém os princípios gerais definidos pelo FEMA 302 [73] para o cálculo das forças sísmicas, recorrendo para o efeito a duas expressões: uma idêntica à Equação 3.60 para um nível de desempenho comportamental de *Hazard reduced* ou *Life safety* e uma outra idêntica à Equação 3.59, tendo como limite inferior o valor obtido pela Equação 3.61, para um nível de desempenho comportamental superior ao de *Life safety*.

O FEMA 356 [75] apresenta, também, para as acções para fora do plano, uma outra formulação para o cálculo da força devida à aceleração sísmica. De uma forma simplificada, a metodologia proposta inicia-se com a escolha, pelo dono de obra, de um objectivo para o dimensionamento, equivalendo a um determinado desempenho comportamental do edifício para cada nível de perigosidade sísmica. Esta metodologia pretendeu colmatar os problemas associados à diversidade de edifícios a reabilitar, no domínio das suas possíveis utilizações e dos diversos níveis de sismicidade. Neste contexto, a força sísmica para fora do plano a que uma parede de preenchimento deveria resistir, seria calculada pela expressão seguinte:

$$F_p = \chi S_{XS} W \quad \text{Equação 3.63}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- χ Factor do nível de desempenho comportamental, de acordo com a Tabela 3.12;
- S_{XS} Aceleração espectral;
- W Peso da parede por unidade de área.

A Equação 3.63 poderá também ser usada para avaliar a força sísmica que as ligações deverão resistir. Neste caso os valores do factor do nível de desempenho comportamental, χ , deverão ser considerados para diafragmas flexíveis e o peso da parede, W , o referente à contribuição da área de influência da parede suportada pela ligação.

Tabela 3.12 - Factor do nível de desempenho comportamental, χ [75].

NÍVEL DE DESEMPENHO COMPORTAMENTAL	DIAFRAGMAS FLEXÍVEIS	OUTROS DIAFRAGMAS
<i>Collapse prevention</i> , CP	0.9	0.3
<i>Life safety</i> , LS	1.2	0.4
<i>Immediate occupancy</i> , IO	1.8	0.6

Os valores do factor do nível de desempenho comportamental, χ , para os diafragmas flexíveis não são aplicados para a determinação da resistência das paredes de preenchimento para fora do plano.

3.5.4 Limitação dos danos: FEMA 273 [26]

O FEMA 273 [26] é um guia que fornece informação de engenharia para a reabilitação sísmica dos edifícios. Relativamente às paredes de preenchimento tem uma secção relativa a propriedades e critérios de aceitação, para uma análise no plano e para fora do plano. Esta recomendação considera as paredes de preenchimento, como o principal elemento de um

sistema resistente às forças laterais e admite para as situações em que a estrutura envolvente se mantenha estável após a perda de um painel de preenchimento, estes não tenham a necessidade de serem verificados para o nível de desempenho comportamental de “*Collapse prevention*”.

3.5.4.1 Rigidez no plano

Para a rigidez elástica no plano, definida antes da fendilhação da parede de preenchimento, o FEMA 273 [26] baseado nos trabalhos de Mainstone [35, 76], propõe que o painel de preenchimento possa ser substituído por uma escora equivalente (ver Figura 3.34), representada geometricamente pela espessura do painel que está em contacto com o pórtico, t_{inf} , pelo comprimento da diagonal, r_{inf} , e pela largura, a , dada pela seguinte expressão:

$$a = 0.175(\lambda_l h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (mm) \quad \text{Equação 3.64}$$

Onde:

$$\lambda_l = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4} \quad \text{Equação 3.65}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- h_{col} Altura do pilar entre os eixos das vigas (*mm*);
- h_{inf} Altura do painel (*mm*);
- E_{fe} Módulo de elasticidade esperada para o pórtico (*MPa*);
- E_{me} Módulo de elasticidade esperada para o painel de preenchimento (*MPa*);
- I_{col} Momento de inércia do pilar (*mm⁴*);
- L_{inf} Comprimento do painel de preenchimento (*mm*);
- r_{inf} Comprimento da diagonal do painel (*mm*);
- t_{inf} Espessura do painel e da escora equivalente (*mm*);
- θ Ângulo para o qual a tangente é a razão entre a altura do painel e o seu comprimento (radianos) dado pela Equação 3.66.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (rad) \quad \text{Equação 3.66}$$

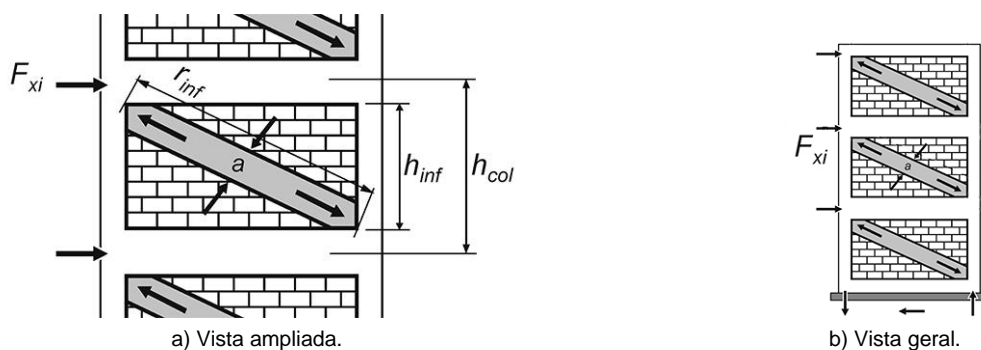


Figura 3.34 - Modelação do painel de preenchimento numa escora diagonal equivalente [77].

Para a rigidez fendilhada no plano, define-se também, que o painel de preenchimento poderá ser substituído por uma escora equivalente, impondo neste caso, que a obtenção da largura seja alvo de uma análise detalhada, considerando o comportamento não linear do sistema parede de preenchimento e pórtico envolvente.

3.5.4.2 Critérios de aceitação de resistência no plano

Relativamente à resistência, o FEMA 273 [26] apresenta três critérios de aceitação:

- Resistência do corte do painel de preenchimento;
- Resistência dos pilares da estrutura envolvente;
- Resistência das vigas da estrutura envolvente.

A transferência do esforço de corte, de um determinado piso de um edifício, através de uma parede de preenchimento confinada por uma estrutura de betão armado, deverá obedecer a um critério de aceitação de resistência, sendo o esforço máximo de corte no painel, V_{ine} , dado pela seguinte expressão:

$$V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad (1b) \quad \text{Equação 3.67}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- A_{ni} Área útil horizontal de corte da parede de preenchimento ($in.^2$);
- f_{vie} Tensão de corte da parede de preenchimento (psi).

Para painéis de preenchimento de edifícios novos o valor do esforço de corte no painel, V_{ine} , deverá ser inferior aos valores apresentados na Equação 3.68, considerando uma tensão de compressão vertical nula.

$$V_{ine} < \begin{cases} 0.125\sqrt{f'_m}A_{ni} \\ 0.83A_{ni} \end{cases} \quad (1b) \quad \text{Equação 3.68}$$

Sendo:

- f'_m Resistência à compressão da alvenaria (psi);
- A_{ni} Área útil horizontal de corte parede de preenchimento ($in.^2$)

Para os critérios de aceitação relativos à resistência dos pilares da estrutura envolvente, o FEMA 273 [26] define, na ausência de uma análise mais rigorosa, que a resistência esperada à flexão e ao corte nos pilares adjacentes a um painel de preenchimento não devem exceder os esforços resultantes obtidos a partir de uma das seguintes condições:

- Da aplicação no pilar da componente horizontal da força na escora equivalente, a uma distância l_{ceff} medida a partir do topo ou da base do painel de preenchimento, podendo o seu valor ser obtido pela resolução da Equação 3.69;
- Da força de corte resultante do desenvolvimento de esforços de flexão nas extremidades do pilar decorrentes da redução da altura do pilar em l_{ceff} .

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad \text{Equação 3.69}$$

Sendo:

- a Largura efectiva de uma escora (de compressão) diagonal;
- θ_c Ângulo da escora diagonal formado nas condições da Figura 3.35 a), o qual pode ser determinado resolvendo Equação 3.70.

$$\tan \theta_c = \frac{h_{inf} - \left(\frac{a}{\cos \theta_c}\right)}{L_{inf}} \quad \text{Equação 3.70}$$

Por último, relativamente aos critérios de aceitação relativos à resistência das vigas da estrutura envolvente, o FEMA 273 [26] define um procedimento semelhante ao referido para os pilares, onde a resistência esperada à flexão e ao corte nas vigas adjacentes a um painel de preenchimento não devem exceder os esforços resultantes obtidos a partir de uma das seguintes condições:

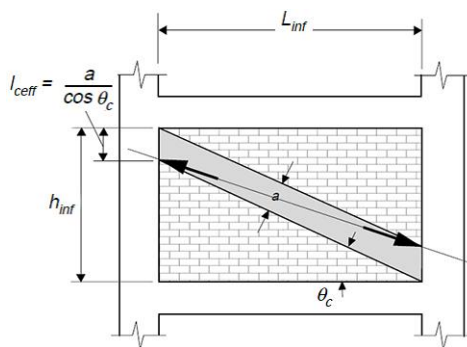
- Da aplicação na viga superior ou inferior da componente vertical da força na escora equivalente, a uma distância l_{ceff} medida a partir de um dos lados do painel de preenchimento, podendo o seu valor ser obtido pela resolução da Equação 3.71;
- Da força de corte resultante do desenvolvimento de esforços de flexão nas extremidades da vigas decorrentes da redução do comprimento da viga em l_{ceff} .

$$l_{ceff} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad \text{Equação 3.71}$$

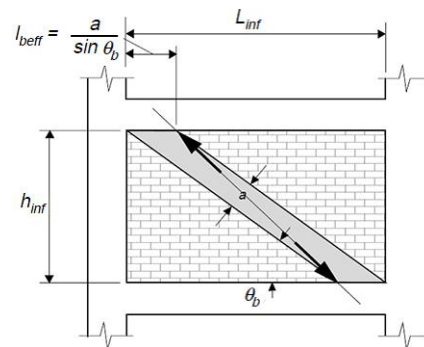
Sendo:

- a Largura efectiva da escora diagonal equivalente;
- θ_b Ângulo da escora diagonal formado nas condições da Figura 3.35 b), o qual pode ser determinado resolvendo Equação 3.72.

$$\tan \theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - \left(\frac{a}{\cos \theta_b}\right)} \quad \text{Equação 3.72}$$



a) Aplicação da componente horizontal nos pilares.



b) Aplicação da componente vertical nas vigas.

Figura 3.35 - Distâncias de aplicação das componentes da força axial na escora equivalente [77].

O FEMA 273 [26] define uma cláusula de excepção para os critérios anteriormente definidos relativos à resistência dos pilares e das vigas da estrutura envolvente, permitindo a sua dispensa para valores de resistência ao corte da alvenaria, obtidos por determinados procedimentos de ensaio, inferiores a 50 *psi* (0.34 *MPa*).

3.5.4.3 Avaliação do desempenho dos nós entre vigas e pilares

O FEMA 273 [26] apresenta um guia para avaliar a resistência dos nós de ligação entre vigas e pilares, devendo a resistência ao corte, V_n , ser determinada usando para o efeito a expressão seguinte:

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_{ce}} A_j \quad (lb) \quad \text{Equação 3.73}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- f'_{ce} Tensão de rotura à compressão esperada para o betão (*psi*);
- A_j Área da secção (*in.²*);
- λ Coeficiente que toma o valor de 0.75 para betões de agregados leves e 1.00 para betões de agregados normais;
- γ Coeficiente função do tipo de ligação e da percentagem de armadura de esforço transversal do nó de ligação, variando entre 4 e 12 para percentagens de armadura inferiores a 0.3% e entre 8 a 20 para os restantes casos.

3.5.4.4 Rigidez para fora do plano

De acordo com FEMA 273 [26] não existe a necessidade de efectuar qualquer verificação relativa ao comportamento para fora do plano das paredes de preenchimento, desde que os valores da sua esbelteza cumpram o estipulado na Tabela 3.13.

No que concerne à rigidez o FEMA 273 [26] define que a rigidez não fendilhada à flexão das paredes de preenchimento, quando solicitadas por forças sísmicas perpendiculares ao seu plano, deve ser obtida considerando a secção útil do painel. No que respeita à rigidez à flexão após a fendilhação das paredes, considera que deverá ser assumida como igual a zero, tendo como excepção a possibilidade da consideração do efeito de arco, o qual só poderá ser considerado admitindo as seguintes condições:

- O painel de preenchimento ter uma ligação eficaz com a estrutura envolvente;
- O produto do módulo de elasticidade do material da estrutura pelo momento de inércia do componente mais flexível da estrutura deverá ser superior a $3.6 \times 10^9 \text{ lb-in.}^2$ (1050 kN.m^2);
- Os componentes da estrutura terem capacidade resistente para fazerem face ao efeito de arco do painel de preenchimento;
- O painel de preenchimento ter uma esbelteza menor ou igual a 25.

Tabela 3.13 - Valores máximos de esbelteza relativos à dispensa da análise para fora do plano [26].

NÍVEL DE DESEMPENHO COMPORTAMENTAL	TIPO DE ZONA SISMICA: MÁXIMA ESBELTEZA, h_{inf} / t_{inf}		
	BAIXA SISMICIDADE	MODERADA SISMICIDADE	ALTA SISMICIDADE
<i>Immediate occupancy, IO</i>	14	13	8
<i>Life safety, LS</i>	15	14	9
<i>Collapse prevention, CP</i>	16	15	10

Para as estruturas enquadradas nas condições anteriores o deslocamento a meio vão na direcção normal ao plano da parede de preenchimento, Δ_{inf} , dividido pela altura, h_{inf} , poderá ser determinado pela equação seguinte:

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}} = \frac{0.002 \left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)}{1 + \sqrt{1 - 0.002 \left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)^2}} \quad \text{Equação 3.74}$$

3.5.4.5 Critérios de aceitação de resistência para fora do plano

O FEMA 273 [26] define um critério de aceitação de resistência, o qual impõe, que os painéis de preenchimento devam resistir à acção sísmica considerada na direcção normal ao seu plano, pelo que o valor mínimo da sua resistência transversal deverá ser superior à solicitação uniformemente distribuída produzida pela acção sísmica. A não ser que o efeito de arco possa ser considerado, o valor mínimo da resistência dos painéis de preenchimento deverá ser limitado pela resistência à flexão da alvenaria, f'_t , que deverá ser considerada em função da resistência à tracção, f_{te} , como:

$$f'_t = 0.7f_{te} \quad (\text{psi}) \quad \text{Equação 3.75}$$

No pressuposto da consideração do efeito de arco, o que só poderá ocorrer nas condições anteriormente expressas, o valor mínimo da resistência transversal do painel de enchimento, q_{in} , poderá ser determinado utilizando a equação seguinte:

$$q_{in} = \frac{0.7f'_m \lambda_2}{\left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)} \times 144 \quad (\text{psf}) \quad \text{Equação 3.76}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- λ_2 Parâmetro de esbelteza definido na Tabela 3.14.
- f'_m Limite inferior da resistência à compressão da alvenaria obtido pela Equação 3.77 (psi);

$$f'_m = \frac{f_{me}}{1.6} \quad (\text{psi}) \quad \text{Equação 3.77}$$

Sendo f_{me} a resistência à compressão da alvenaria, cuja determinação poderá ser efectuada de acordo com a metodologia proposta pelo presente documento.

Tabela 3.14 - Valores do parâmetro de esbelteza, λ_2 [26].

ESBELTEZA, h_{inf} / t_{inf}	5	10	15	25
λ_2	0.129	0.060	0.034	0.013

3.5.4.6 Critérios de aceitação da deformação para fora do plano

Por último importa mencionar, os critérios de aceitação de deformação recomendados pelo FEMA 273 [26]. Para o nível de desempenho comportamental *Immediate occupancy* que ocorrerá com o aparecimento significativo de fendilhação é proposto um *drift* para fora do plano da parede de preenchimento de 2%. Quando se verificam danos substanciais no painel e a

possibilidade de expulsão para fora do plano é elevada, *Life safety*, é proposto um *drift* para fora do plano de 3%. Como já foi referido, para as situações em que a estrutura envolvente se mantenha estável após a perda de um painel de preenchimento, estes não terão a necessidade de serem verificados para o nível de desempenho comportamental de *Collapse prevention*.

3.5.5 Limitação dos danos: FEMA 306 [74]

O FEMA 306 [74] é um guia que fornece informação de engenharia, numa perspectiva mais actual, para a avaliação dos danos provocados pelos sismos nos edifícios. Relativamente às paredes de preenchimento, as recomendações têm uma secção destinada a avaliar todo um conjunto de atributos e critérios de aceitação, para realizar uma análise do seu comportamento no plano e para fora do plano, assim como, para permitir estudar a influência das paredes de preenchimento no sistema estrutural envolvente.

3.5.5.1 Rigidez no plano

O FEMA 306 [74] propõe que o painel de preenchimento possa ser substituído por uma escora equivalente, sendo o respectivo modelo estrutural e geometria estabelecidos nas condições expressas pelo FEMA 273 [26].

3.5.5.2 Resistência no plano

A capacidade resistente de um painel de enchimento no seu plano é complexa devido aos diversos modos de comportamento que podem acontecer. É importante analisar os potenciais modos de rotura uma vez que estes vão dar uma indicação das potenciais fendas e do mapa de fendilhação. São possíveis os seguintes três modos de rotura:

- Rotura por deslizamento (corte);
- Rotura por compressão na escora diagonal;
- Rotura por tensão diagonal.

3.5.5.2.1 Rotura por deslizamento (corte)

Para determinar a resistência inicial ao corte das paredes de preenchimento, V'_{slide} , é proposto pelo FEMA 306 [74] o critério de rotura de Mohr-Coulomb, de acordo com a equação seguinte:

$$V'_{slide} = (\tau_0 + \sigma_y \tan \phi) L_{inf} t_{inf} \quad \text{Equação 3.78}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- τ_0 Coesão da argamassa de assentamento, que poderá ser considerada de acordo com a Equação 3.79;
- σ_y Tensão axial no painel de preenchimento, de acordo com a Equação 3.80;
- ϕ Ângulo de atrito entre a alvenaria e a argamassa de assentamento.

As variáveis da Equação 3.78 poderão ser determinadas pelas equações seguintes:

$$\tau_0 = \frac{f'_{m90}}{20} \quad \text{Equação 3.79}$$

$$\sigma_y = \frac{N}{L_{inf}t_{inf}} \quad \text{Equação 3.80}$$

Sendo:

- f'_{m90} Resistência esperada à compressão da alvenaria na direcção horizontal;
- N Força axial no painel de preenchimento.

Refira-se que $\mu = \tan \phi$, onde μ é o coeficiente de atrito da argamassa de assentamento que pode ser determinado através de ensaios ou, na ausência deste valor, pode-se assumir 0.8.

Depois da força de ligação coesiva ser destruída fruto da aplicação de forças cíclicas, o painel de preenchimento continua a ter alguma capacidade para resistir ao escorregamento através de resistência por corte nas juntas de assentamento. Como resultado, a resistência final a partir do critério de rotura Mohr-Coulomb pode reduzir-se à expressão seguinte:

$$V_{slide}^i = (\sigma_y \tan \phi) L_{inf} t_{inf} = \mu N \quad \text{Equação 3.81}$$

Se as deformações são pequenas, então $V_{slide}^i \approx 0$, porque a tensão axial, σ_y , unicamente se refere ao peso próprio do painel. Contudo, se os *drifts* entre pisos começarem a ficar maiores, os pilares de ligação passam a suportar uma carga vertical devido à redução da altura dos painéis de preenchimento. A redução da extensão vertical é dada pela equação seguinte:

$$\epsilon = \frac{\delta}{h} = \theta \frac{\Delta}{h} = \theta^2 \quad \text{Equação 3.82}$$

Sendo:

- δ Movimento descendente da viga superior fruto do ângulo θ do drift do painel;
- h Altura entre pisos (entre eixos de vigas);
- Δ *Drift* entre pisos (deslocamento);
- θ Ângulo de *drift* entre pisos (em radianos).

A força axial no painel, N , será dada pela seguinte expressão:

$$N = \epsilon L_{inf} t_{inf} E_m \quad \text{Equação 3.83}$$

Onde E_m é o modulo de elasticidade esperado para a alvenaria, o qual, em ausência de ensaios pode ser obtido em função da resistência à compressão da alvenaria, f'_m , como:

$$E_m = 550 f'_m \quad \text{Equação 3.84}$$

Substituindo as Equação 3.82 e Equação 3.83 na Equação 3.81, obtém-se a expressão para a força de escorregamento total, V_{slide}^i :

$$V_{slide}^i = \mu L_{inf} t_{inf} E_m \theta^2 \quad \text{Equação 3.85}$$

3.5.5.2.2 Rotura por compressão na escora diagonal

Para a verificação à rotura por compressão na escora diagonal equivalente, foi adoptada pelo FEMA 306 [74] uma versão modificada do método de Stafford Smith e Carter [78]. A força de corte (componente horizontal da escora diagonal) será obtida pela equação seguinte:

$$V_c = at_{inf}f'_{m90} \cos \theta \quad \text{Equação 3.86}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- a Largura efectiva da escora já definida anteriormente;
- t_{inf} Espessura do painel e da escora equivalente;
- f'_{m90} Resistência à compressão da alvenaria na direcção horizontal, a qual deve ser considerada como 50% da resistência esperada à compressão dos provetes, f'_{me} .

A proposta do FEMA 306 [74] para a consideração da resistência à compressão da alvenaria na direcção horizontal como 50% do valor da resistência esperada à compressão dos provetes, não é aplicável no caso da alvenaria de tijolo de furação horizontal usada correntemente em Portugal.

3.5.5.2.3 Rotura por tensão diagonal

Para a verificação à rotura devido a tensão diagonal, foi adoptada pelo FEMA 306 [74] a recomendação de Sanainejad e Hobbs [79], em que o esforço de corte que provoca a fendilhação no painel de preenchimento será dado pela expressão:

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}L_{inf}t_{inf}\sigma_{cr}}{\frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}}} \quad \text{Equação 3.87}$$

Onde σ_{cr} é a resistência à fendilhação da alvenaria, a qual depende da orientação das tensões principais e também das juntas de argamassa. Na ausência de resultados de ensaios, a resistência à fendilhação, σ_{cr} , poderá ser tida como:

$$\sigma_{cr} = \frac{f'_{m90}}{20} \quad \text{Equação 3.88}$$

A resistência à fendilhação da alvenaria, σ_{cr} , também poderá ser obtida pela Equação 3.89, sendo f'_{me} a resistência à compressão esperada do provete de alvenaria:

$$\sigma_{cr} \approx V_{me} = 1.7\sqrt{f'_{me}} \quad (MPa) \quad \text{Equação 3.89}$$

3.5.5.2.4 Contribuição da resistência ao corte do painel

A contribuição da resistência ao corte do painel de alvenaria relativamente ao conjunto foi baseada nas recomendações de Paulay e Priestley [80]. A contribuição inicial, relativa ao esforço de corte no painel, V_{mi} , poderá ser obtida pela Equação 3.90, sendo A_{vh} a área útil horizontal de corte do painel, a qual na hipótese da inexistência de aberturas no painel, será

representada geometricamente pela espessura do painel, t_{inf} , multiplicada pelo comprimento do painel de preenchimento, L_{inf} .

$$V_{mi} = 0.17A_{vh}\sqrt{f'_{me}} \quad (MPa) \quad \text{Equação 3.90}$$

A contribuição final, relativa ao esforço de corte no painel, V_{mf} , será obtida a partir da equação seguinte:

$$V_{mf} = 0.3V_{mi} \quad \text{Equação 3.91}$$

Os valores acima indicados representam o limite superior (inicial), V_{mi} e limite inferior (final), V_{mf} para a resistência ao corte do painel de enchimento, que ocorrerão respectivamente, na primeira metade e final do carregamento horizontal.

3.5.5.2.5 Consideração do efeito das armaduras no painel

As armaduras nas paredes de preenchimento contribuirão, certamente, para melhorar a resistência ao corte do painel. O esforço transversal absorvido pelas armaduras, V_s , será dado pela equação seguinte, que assume uma escora a 45°.

$$V_s = \rho_w f_{ye} A_{vh} \quad \text{Equação 3.92}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- ρ_w Percentagem de armadura no painel;
- f_{ye} Tensão de cedência do aço das armaduras do painel;
- A_{vh} Área útil horizontal de corte do painel.

3.5.5.3 Capacidade de deformação

Não há modelos analíticos disponíveis para explicar o modo de comportamento e a capacidade de deformação de cada componente do painel de preenchimento. A investigação realizada experimentalmente mostrou que a diagonal de fendilhação surge com o início do comportamento não linear do painel, que ocorre para *drifts* entre pisos de 0.25% e fica completa (de canto a canto) quando o *drift* do painel atinge os 0.5%. O esmagamento dos cantos começa nesta fase, mas a sua extensão vai depender da quantidade de ciclos de carga realizados. Não existe basicamente limite para a capacidade do painel se deformar em termos de escorregamento por corte, existindo efectivamente outros comportamentos que em geral controlam o processo. Os limites, no caso da alvenaria de tijolo, controlados pelo esforço de corte que afectam a capacidade de deslocamento do painel, verificam-se para *drifts* de 1.5%.

3.5.5.4 Comportamento para fora do plano

O comportamento das paredes de preenchimento para fora do plano foi baseado nas recomendações de Angel e Abrams [63, 68] que descreveram uma metodologia para aferir a resistência do painel de preenchimento. Essa metodologia já foi alvo de análise neste trabalho, pelo que deve ser consultado o subcapítulo 3.3.2.2.

3.5.5.5 Influência das paredes de preenchimento no sistema estrutural

O FEMA 306 [74] apresenta também, um conjunto de disposições para o cálculo da resistência ao corte e à flexão para pórticos de aço ou de betão armado que envolvam painéis de preenchimento. Contudo, deve ser enfatizado que a presença do painel de preenchimento modifica e aumenta a exigência em relação ao corte dos elementos do pórtico, pois reduz a distância entre rótulas plásticas.

A solicitação ao corte será máxima quando as rótulas plásticas de flexão se formam no extremo dos tão conhecidos “pilares curtos”, sendo o esforço de corte no pilar, V_{col} , obtido a partir da equação seguinte:

$$V_{col} = \frac{2M_p^{col}}{l_{ceff}} \quad \text{Equação 3.93}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- M_p^{col} Momento plástico do pilar, baseado na resistência das propriedades dos materiais;
- l_{ceff} Comprimento efectivo do pilar curto simplesmente apoiado que poderá ser determinado pelo procedimento indicado pelo FEMA 273 [26], o qual é aqui apresentado no subcapítulo 3.5.4.2, podendo o seu valor ser obtido pela resolução da Equação 3.69.

Nos pilares de betão armado, como se representa na Figura 3.36, podem formar-se entre rótulas uma fendilhação diagonal. Este tipo de fendilhação, modificará o mecanismo de resistência ao corte do pilar, podendo este ângulo da fenda potencial, α_c , ser calculado a partir da expressão seguinte:

$$\alpha_c = \tan^{-1} \frac{jd}{l_{ceff}} \quad \text{Equação 3.94}$$

Onde, jd , é o braço interno das forças no pilar, sendo que na falta de uma análise mais precisa pode ser tomado como 80% da largura total do elemento.

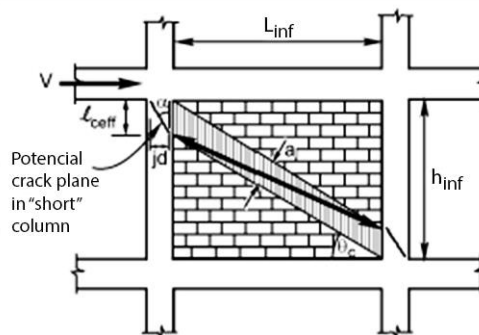


Figura 3.36 - Modelação do efeito negativo de um painel de preenchimento nos pilares mostrando a localização da escora.

Análogamente, as vigas deverão também ser verificadas, sendo então o esforço de corte na viga, V_b , obtido a partir da equação seguinte:

$$V_b = \frac{(M_p^+ + M_p^-)}{l_{ceff}} \quad \text{Equação 3.95}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- M_p^+ Momento positivo máximo gerado pela tensão de cedência do aço da armadura de momentos positivos, obtido pela Equação 3.96;
- M_p^- Momento negativo máximo gerado pela tensão de cedência do aço da armadura de momentos negativos, obtido pela Equação 3.97;
- l_{ceff} Comprimento efectivo da viga curta que poderá ser determinado pelo procedimento indicado pelo FEMA 273 [26], o qual é aqui apresentado no subcapítulo 3.5.4.2, podendo o seu valor ser obtido pela resolução da Equação 3.71.

$$M_p^+ = A_s(1.25f_{ye})(d - d') \quad \text{Equação 3.96}$$

$$M_p^- = A'_s(1.25f_{ye})(d - d') \quad \text{Equação 3.97}$$

Tendo as variáveis da Equação 3.96 e Equação 3.97 o seguinte significado:

- $(d - d')$ Distância entre os centros de gravidade das armaduras superiores e inferiores;
- A_s Área de armadura positiva;
- A'_s Área de armadura negativa;
- f_{ye} Tensão de cedência do aço.

Tal como acontece nos pilares de betão armado, nas vigas pode também formar-se entre rótulas uma fendilhação diagonal, podendo o ângulo da fenda potencial, α_b , ser calculado a partir da expressão seguinte:

$$\alpha_b = \tan^{-1} \frac{(d - d')}{l_{ceff}} \quad \text{Equação 3.98}$$

A capacidade de resistência ao corte da estrutura envolvente dos painéis de alvenaria é inicialmente baseada nas recomendações do ATC 40 [25] e FEMA 273 [26]. Este procedimento de cálculo geralmente fornece um limite inferior para a capacidade de resistência ao corte. Assim, a capacidade de corte, V_u , será dada pela expressão:

$$V_u = V_s + V_c \quad \text{Equação 3.99}$$

Onde V_s e V_c são, respectivamente, a força de corte suportada pela armadura de esforço transversal e o esforço de corte suportado pelo betão, sendo estes parâmetros determinados pelas equações seguidamente apresentadas:

$$V_s = A_{sh}f_{yh} \frac{d}{s} \quad \text{Equação 3.100}$$

$$V_c = 3.5\lambda \left(k + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (lb) \quad \text{Equação 3.101}$$

Tendo as variáveis destas duas equações o seguinte significado:

- d Altura útil da secção do elemento estrutural (*in.*);
- s Espaçamento entre estribos (*in.*);
- A_{sh} Área da armadura de esforço transverso (*in.*²);
- k Parâmetro que será um, em zonas onde a exigência seja de moderada ou alta ductilidade e zero em zonas onde a exigência seja de baixa ductilidade;
- λ Coeficiente que toma o valor 0.75 para betões leves e 1.00 para betões normais;
- N_u Força axial de compressão, sendo igual o zero para tracções (*lb*);
- A_g Área bruta da secção transversal do pilar (*in.*²);
- f_{yh} Tensão de cedência do aço (*psi*).

O FEMA 306 [74] com base nos estudos desenvolvidos por Paulay e Priestley [80] apresenta, uma outra metodologia para a estimativa da resistência ao corte. Esta abordagem, menos conservadora, fornece valores mais compatíveis com os estudos experimentais, particularmente na presença de fendilhação diagonal, onde a resistência ao corte, V_n , é dada pela equação seguinte:

$$V_n = V_s + V_p + V_c \quad \text{Equação 3.102}$$

Onde V_s , V_p e V_c são, respectivamente, a força de corte suportada pela armadura de esforço transverso, a força de corte provocado pela carga axial no pilar (acção da escora) e o esforço de corte suportado pelo betão. Estes parâmetros poderão ser determinados pelas equações seguintes:

$$V_s = A_{sh} f_{yhe} \frac{jd}{s} \cot \alpha_c \quad \text{Equação 3.103}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- A_{sh} Área de aço de estribos;
- jd Braço interno das forças no pilar;
- s Espaçamento entre estribos;
- α_c Ângulo da fenda entre cantos, medido em relação ao eixo do pilar;
- f_{yhe} Tensão normal esperada da armadura de esforço transverso.

$$V_n = P \tan \alpha_c \quad \text{Equação 3.104}$$

Onde P é a carga axial no pórtico e α_c tem o significado definido anteriormente.

$$V_c = k \sqrt{f'_{ce}} b_w d \quad (lb) \quad \text{Equação 3.105}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- k Coeficiente que depende da ductilidade do deslocamento do elemento estrutural;
- b_w Largura do elemento estrutural (*in.*);
- d Altura útil do elemento estrutural (*in.*);
- f'_{ce} Tensão de rotura à compressão esperada para o betão (*psi*).

O coeficiente, k , que depende da ductilidade do deslocamento do elemento estrutural pode assumir os seguintes valores:

- Baixa ductilidade, $k = 3.5$ para $\mu \leq 2$;
- Média ductilidade, $k = 1.2$ para $\mu = 4$;
- Alta ductilidade, $k = 0.6$ para $\mu \geq 8$.

Para encontrar os valores de k para $2 < \mu < 4$ e $4 < \mu < 8$ deverá ser efectuada uma interpolação linear entre os limites de ductilidade, μ , estabelecidos. Note-se que os limites mínimo e máximo do esforço de corte suportado pelo betão, V_c , representando a capacidade inicial e final da resistência ao corte, podem ser calculados considerando, respectivamente, $\mu \leq 2$ e $\mu \geq 8$.

3.5.5.6 Avaliação do desempenho dos nós entre vigas e pilares

O FEMA 306 [74] apresenta uma abordagem, baseada nas recomendações de Priestley [81], alternativa à apresentada pelo FEMA 273 [26]. Recorrendo ao estudo das tensões principais nos nós de ligação entre vigas e pilares é possível determinar a possibilidade destes fissurarem. Assim, recorrendo ao círculo de Mohr, as tensões principais de tracção, σ_t , serão avaliadas pela expressão seguinte:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{v_j^2 + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad \text{Equação 3.106}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- σ_y Tensão normal média na viga, dada pela Equação 3.107;
- σ_x Tensão normal média no pilar, dada pela Equação 3.108;
- v_j Tensão tangencial no nó de ligação, dada pela Equação 3.109.

A tensão normal média no pilar, σ_y , será obtida pela seguinte equação:

$$\sigma_y = \frac{P_{col}}{b_c h_c} \quad \text{Equação 3.107}$$

Onde:

- P_{col} Carga axial no pilar (tensão positiva);
- b_c Largura do pilar;
- h_c Altura do pilar.

A tensão normal média na viga, σ_x , será obtida pela seguinte equação:

$$\sigma_x = \frac{P_b}{d_b b_b} \quad \text{Equação 3.108}$$

Onde:

- P_b Carga axial na viga (se existir);
- b_b Largura da viga;
- d_b Altura útil da viga.

A tensão tangencial no nó de ligação, v_j , será obtida pela seguinte equação:

$$v_j = \frac{V_{jh}}{b_j h_c}$$

Equação 3.109

Onde:

- V_{jh} Força horizontal de corte;
- b_j O menor de b_c ou b_b ;
- d_b Altura útil da viga.

Sendo f'_{ce} a tensão de rotura à compressão esperada para o betão, em função dos valores obtidos para as tensões principais de tracção, σ_t , será possível obter as seguintes conclusões:

- Se $\sigma_t < 3.5\sqrt{f'_{ce}}$, será de admitir que o nó permanece em regime elástico e sem qualquer tipo de fendilhação;
- Se $\sigma_t > 5.0\sqrt{f'_{ce}}$ ou $\sigma_t > 7.0\sqrt{f'_{ce}}$, será de admitir fendilhação diagonal generalizada, respectivamente, no exterior e no canto sob uma resposta biaxial;
- Se σ_t se situar entre os dois limites supra indicados, será expectável alguma fendilhação.

Similarmente, as tensões principais de compressão, σ_c , serão avaliadas pela expressão seguinte:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{v_j^2 + \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2}$$

Equação 3.110

No caso de uma estrutura de um só vão, se $|\sigma_c| > 0.5f'_{ce}$, então será expectável a rotura do nó à compressão por esmagamento da escora diagonal.

Após a formação da fendilhação, poderá ser esperada a degradação de resistência do nó de ligação entre as vigas e os pilares. Para avaliar a degradação da resistência do nó, sendo γ_j o ângulo de rotação do nó de ligação, as seguintes regras podem ser usadas:

- Se $\gamma_j < 0.005$, não haverá alteração das tensões principais de tracção, σ_t ;
- Se $\gamma_j < 0.02$, então $\sigma_t = 1.2\sqrt{f'_{ce}}$;
- Se $\gamma_j < 0.04$, então $\sigma_t = 0$.

Com estes valores para σ_t a resistência ao corte do nó de ligação poderá ser determinada a partir da Equação 3.106 e da Equação 3.109 do seguinte modo:

$$V_{jh} = b_j h_c \sqrt{\left(\sigma_t - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2}$$

Equação 3.111

3.6 Perspectiva da *New Zealand Society for Earthquake Engineering* (NZSEE)

A *New Zealand Society for Earthquake Engineering* apresenta um conjunto de informação [82] destinada a fornecer uma referência ou ponto de partida para perceber os principais procedimentos de avaliação do comportamento das estruturas constituídas pelos pórtico e pelas paredes de preenchimento. O documento remete para a norma de referência, NZS 1170.5:2004 [83], as verificações que devem cumprir as paredes de preenchimento para a situação de projecto, definindo para o efeito as combinações de esforços adequadas, assim

como, os esforços sísmicos. No seguimento das referidas verificações, é estabelecido um guia de dimensionamento a que estas paredes deverão obedecer, quando avaliado o seu comportamento no plano e para fora do plano.

3.6.1 Verificações: NZS 1170.5:2004 [83]

A resposta dos componentes não estruturais, tais como as paredes de preenchimento, quando ligados a um elemento estrutural situado num determinado piso, depende da aceleração desse mesmo elemento estrutural a qual varia ao longo da altura da construção. Num determinado piso em particular, a resposta espectral dos componentes não estruturais pode ser obtida a partir dos espectros de resposta do respectivo andar. Assim, as disposições da NZS 1170.5:2004 [83] incluem dois factores para determinar as forças sísmicas de cálculo:

- Coeficiente de altura do piso, FHC (*Floor height coefficient*), para representar a variação ao longo da altura da aceleração máxima do piso, PFA (*Peak floor acceleration*), tendo como referência a aceleração máxima do solo, PGA (*Peak ground acceleration*);
- Factor de amplificação do componente para representar a amplificação espectral do componente com referência à aceleração máxima do piso, PFA.

A resposta para a aceleração em sistemas rígidos para períodos de vibração próximos de zero é igual à aceleração máxima no piso, PFA. Na NZS 1170.5:2004 [83], o valor do coeficiente de altura do piso, FHC, está relacionado com o coeficiente sísmico definido para o local da construção, função do tipo de solo, considerando o período de vibração fundamental igual a zero, $C(0)$. Além disso, a resposta do sistema pode ser reduzida por um factor de redução de resposta, para ter em conta a flexibilidade do sistema que inclui a ductilidade das ligações.

A NZS 1170.5:2004 [83] preconiza a obrigatoriedade dos componentes não estruturais serem verificados para a situação de projecto, recorrendo a combinações de esforços adequadas para o efeito. Os esforços sísmicos serão determinados, aplicando ao componente uma força horizontal, F_{ph} , definida pela expressão seguinte:

$$F_{ph} = C_p(T_p)C_{ph}R_pW_p \leq 3.6W_p \quad \text{Equação 3.112}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- $C_p(T_p)$ Coeficiente sísmico para o componente não estrutural com período de vibração fundamental, T_p , determinado pela Equação 3.113;
- C_{ph} Factor de redução da resposta;
- R_p Coeficiente de risco;
- W_p Peso do componente.

O factor de redução da resposta, C_{ph} , está inversamente relacionado com a ductilidade do componente, ficando os seus valores compreendidos entre 0.45 e 1.0. O coeficiente de risco, R_p , é função do risco associado ao componente, estando as diversas categorias e critérios estabelecidos na NZS 1170.5:2004 [83], variando este coeficiente num intervalo compreendido entre 0.9 e 2.0.

O coeficiente sísmico para o componente não estrutural, com um período de vibração fundamental, T_p , deverá ser dimensionado de acordo com equação seguinte:

$$C_p(T_p) = C(0)C_{Hi}C_i(T_p) \quad \text{Equação 3.113}$$

Onde:

- $C(0)$ Coeficiente sísmico definido para o local da construção, função do tipo de solo, considerando o período de vibração fundamental igual a zero;
- C_{Hi} Coeficiente de altura do piso calculado a partir da Equação 3.114;
- $C_i(T_p)$ Coeficiente de amplificação do espectro de resposta para o componente não estrutural calculado a partir da Equação 3.115.

O coeficiente de altura do piso, C_{Hi} , deverá ser calculado mediante os critérios estabelecidos na Equação 3.114. Para valores que satisfaçam mais do que uma equação deverá ser considerado o menor valor obtido.

$$C_{Hi} = \begin{cases} \left(1 + \frac{h_i}{6}\right), & h_i < 12 \text{ m} \\ \left(1 + 10\frac{h_i}{h_n}\right), & h_i < 0.2h_n \\ 3.0, & h_i \geq 0.2h_n \end{cases} \quad \text{Equação 3.114}$$

Onde:

- h_i Altura da ligação do componente à estrutura principal;
- h_n Altura desde a base da estrutura até à massa sísmica mais elevada.

O coeficiente de amplificação do espectro de resposta para o componente não estrutural, $C_i(T_p)$, é a ordenada de uma função trilinear que descreve a aceleração horizontal do componente para um período de vibração fundamental igual a T_p .

$$C_i(T_p) = \begin{cases} 2.0, & T_p \leq 0.75 \text{ s} \\ 0.5, & T_p \geq 1.50 \text{ s} \\ 2.0(1.75 - T_p), & 0.75 < T_p < 1.50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Equação 3.115}$$

3.6.2 Limitação dos danos

Segundo a *New Zealand Society for Earthquake Engineering*, o comportamento do conjunto constituído pelos pórticos e pelas paredes de preenchimento depende obviamente do material do painel de preenchimento, assim como, da sua geometria e do pórtico que o envolve. Os possíveis efeitos que os painéis provocam nos pórticos, com particular ênfase para as acções nos pilares, são os seguintes:

- A presença dos painéis não afecta a resposta estrutural. Esta situação poderá ocorrer quando: os painéis são bastante leves e flexíveis ou estão completamente isolados dos pórticos de betão armado; ou então quando são tão frágeis que é esperado o seu colapso total, mesmo para uma aceleração moderada do solo. Nestes casos, é necessário considerar a possibilidade da expulsão dos painéis para fora do seu plano;

- Os painéis são avaliados para terem um contributo importante na resposta da estrutura, sendo previsível que permaneçam em regime elástico. Neste caso pode ser feita uma análise linear elástica. O coeficiente de ductilidade deverá ser considerado igual a 1, a menos que seja esperado um comportamento inelástico da estrutura, com os pilares a servir de escoras ou tirantes e o painel a actuar como elemento resistente ao esforço transversal;
- Os painéis são avaliados para ter um contributo importante na resposta da estrutura, sendo previsível que sofram bastante dano durante o sismo. Neste caso deve ser reconhecida e tida em conta a grande probabilidade de se formar um *soft storey* (piso onde ocorre rotura do mesmo por corte).

A avaliação do enquadramento do caso em estudo nos efeitos descritos, deverá passar pela análise dos seguintes parâmetros:

- Pormenores das ligações entre o painel de preenchimento e o sistema estrutural;
- Relação de rigidez do pórtico sem preenchimento e do pórtico com o painel de preenchimento;
- Relação entre a resistência ao corte do pórtico sem preenchimento e do pórtico com o painel de preenchimento.

Para a avaliação do comportamento das paredes de preenchimento no plano, o referido documento [82] estabelece um conjunto de metodologias, referenciadas nos principais investigadores que têm desenvolvido trabalhos nesta área. A metodologia descrita, relativamente a conceitos, tais como, a definição do modelo estrutural com a consideração da escora equivalente, segue o preconizado pelo FEMA 273 [26] e posteriormente adoptado pelo FEMA 306 [74]. Relativamente à capacidade resistente de um painel de enchimento no seu plano, é preconizada a análise dos potenciais modos de rotura, considerando, tal como o FEMA 306 [74] os seguintes:

- Rotura por deslizamento (corte);
- Rotura por compressão na escora diagonal;
- Rotura por tensão diagonal.

Relativamente à capacidade de deformação do painel de preenchimento, considera-se que os limites, no caso da alvenaria de tijolo, controlados pelo esforço de corte que afectam a capacidade de deslocamento do painel, verificam-se para *drifts* de 1.5%.

Relativamente ao comportamento das paredes de preenchimento com aberturas, este documento [82], apresenta uma abordagem desenvolvida por Dawe e Seah [84], onde é estabelecido um factor, $\lambda_{opening}$, obtido pela Equação 3.116, destinado a reduzir a rigidez e resistência devido à existência de uma abertura (porta ou janela) com um comprimento máximo medido na horizontal, $L_{opening}$.

$$\lambda_{opening} = 1 - \frac{1.5L_{opening}}{L_{inf}}; \lambda_{opening} \geq 0 \quad \text{Equação 3.116}$$

Refira-se, no entanto, que de acordo com a Equação 3.116, se a abertura exceder dois terços do comprimento do vão pode ser assumido que esta não tem influência no comportamento do sistema.

A avaliação do comportamento das paredes de preenchimento para fora do plano, segue a abordagem realizada pelo FEMA 306 [74] baseada nas recomendações de Angel e Abrams [68] que desenvolveram uma metodologia para aferir a resistência do painel de preenchimento.

Por último, relativamente à influência das paredes de preenchimento no sistema estrutural, o presente documento apresenta também, um conjunto de disposições para o cálculo da resistência ao corte e à flexão para pórticos de aço ou de betão armado que envolvem os painéis de preenchimento, usando uma metodologia semelhante à preconizada pelo FEMA 306 [74], baseada nos estudos desenvolvidos por Paulay e Priestley [80].

3.7 Perspectiva da normativa europeia

Os efeitos das paredes de enchimento em alvenaria no comportamento sísmico das estruturas têm grandes reflexos ao nível do aumento da rigidez do conjunto, com implicações no aumento da frequência própria do edifício; na alteração da rigidez lateral da estrutura; na introdução de modos de rotura localizados; e na alteração da distribuição de esforços devido à acção sísmica, originando outras linhas de distribuição de carga. O EC8 [2] refere a obrigatoriedade das paredes de enchimento serem tidas em consideração na modelação da estrutura, caso contribuam significativamente para a rigidez lateral e para a resistência do edifício.

Por outro lado, para o caso de elementos não estruturais, tais como paredes de enchimento em alvenaria, o EC8 [2] preconiza que deverão ser verificados, juntamente com os seus apoios, para resistirem à acção sísmica de cálculo. Para elementos não estruturais de grande importância ou de natureza particularmente perigosa, a análise sísmica deve basear-se em modelos realistas das estruturas e na utilização de espectros de resposta, determinados a partir da resposta dos elementos estruturais de apoio do sistema principal sismo-resistente. Nos restantes casos, em que se considera incluírem as paredes de preenchimento, o EC8 [2] permite simplificações desta metodologia, as quais serão abordadas nos subcapítulos seguintes.

3.7.1 Verificações

O EC8 [2] preconiza que os elementos não estruturais, assim como, as suas ligações deverão ser verificados para a situação de projecto, recorrendo às combinações de esforços adequadas para o efeito, sendo os esforços sísmicos determinados aplicando ao elemento não estrutural uma força horizontal, F_a , definida pela expressão:

$$F_a = \frac{(S_a W_a \gamma_a)}{q_a} \quad \text{Equação 3.117}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- S_a Coeficiente sísmico aplicável aos elementos não estruturais, obtido de acordo com a Equação 3.118;
- W_a Peso do elemento;
- γ_a Coeficiente de importância do elemento;
- q_a Coeficiente de comportamento do elemento.

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0.5 \right] \quad \text{Equação 3.118}$$

Onde o coeficiente sísmico, S_a , não poderá ter um valor inferior a $\alpha \cdot S$, representando as variáveis o seguinte significado:

- α Relação entre o valor de cálculo da aceleração à superfície para terrenos do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade g ;
- S Coeficiente de solo;
- T_a Período de vibração fundamental do elemento não estrutural, que poderá ser obtido de acordo com a Equação 3.55;
- T_1 Período de vibração fundamental do edifício na direcção relevante, que poderá ser obtido de acordo com a Equação 2.17 ou Equação 2.18;
- z Altura do elemento não estrutural acima do nível de aplicação da acção sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);
- H Altura do edifício desde a fundação ou nível superior de uma cave rígida.

O EC8 [2] não apresenta qualquer expressão para o cálculo do período de vibração fundamental do elemento não estrutural, T_a . Contudo, tratando-se esses elementos não estruturais de paredes de enchimento, existem algumas propostas para a sua determinação, nomeadamente, a formulação realizada por Calvi *et al.* [65, 66], que através de uma representação simplificada do painel de enchimento ligado ao pórtico com recurso a rótulas cilíndricas, apresentou a forma de calcular o período de vibração fundamental das paredes de enchimento para fora do seu plano. Essa metodologia já foi alvo de análise neste trabalho, pelo que deve ser consultado o subcapítulo 3.3.2.4.

A título de análise comparativa, constata-se que o RSA [5] sugere uma formulação muito mais simplista do que a preconizada pelo EC8 [2]. Para determinação dos esforços sísmicos, o RSA [5] preconiza a aplicação ao elemento não estrutural de uma força horizontal, F , dependente do coeficiente de sismicidade, α , e do peso da parede, W_p , sendo obtida pela equação seguinte:

$$F = 0.22\alpha W_p \quad \text{Equação 3.119}$$

3.7.2 Coeficientes de importância

O EC8 [2] define para a generalidade dos elementos não estruturais um coeficiente de importância, γ_a , igual a 1. Para elementos não estruturais de grande importância, tais como: elementos de amarração de máquinas e de equipamentos necessários aos sistemas vitais de segurança; e tanques ou reservatórios contendo substâncias tóxicas ou explosivas consideradas de risco para a segurança do público em geral, o coeficiente de importância, γ_a , não poderá ser inferior a 1.5.

3.7.3 Coeficientes de comportamento

O EC8 [2] para os elementos não estruturais, define dois valores para o coeficiente de comportamento, q_a . Adopta $q_a = 1$, para elementos não estruturais tais como: parapeitos ou ornamentos em consola; sinalizações ou painéis publicitários; chaminés, mastros e depósitos sobre pilares, com comportamento de consola não contraventada ao longo de mais de metade da sua altura total. Nos restantes elementos não estruturais, onde se incluem as paredes de enchimento, é adoptado para o coeficiente de comportamento, q_a , um valor igual a 2.

3.7.4 Limitação dos danos

O EC8 [2] impõe um critério de limitação de danos nas paredes de preenchimento, o qual deverá ser observado para todas as classes de ductilidade, excepto numa área de baixa sismicidade. Preconiza-se a adopção de medidas adequadas para evitar a rotura frágil e a desintegração prematura das paredes de enchimento, assim como, o colapso parcial ou total para fora do plano dos painéis de alvenaria esbeltos. Neste último aspecto, dever-se-á prestar particular atenção aos painéis de alvenaria com um coeficiente de esbelteza superior a 15. Como exemplos de medidas para melhorar a integridade e o comportamento, tanto no próprio plano como fora dele, sugere-se a adopção de soluções construtivas que incluem redes electrossoldadas ligeiras bem amarradas numa face da parede, cintas de betão ao longo dos painéis e com a espessura total da parede ou armaduras de junta. Na hipótese de existirem grandes aberturas ou furações em qualquer dos painéis de enchimento, os seus bordos deverão ser cintados por lintéis ou montantes.

3.7.5 Dimensionamento de paredes sujeitas a acções laterais

A normativa europeia pela aplicação do EC6 [1] fornece dois métodos para dimensionamento de paredes sujeitas a acções laterais perpendiculares ao seu plano: o método cálculo de uma parede apoiada ao longo dos bordos; e o método de cálculo do efeito de arco entre apoios.

O método de cálculo de uma parede apoiada ao longo dos bordos aplica-se a paredes apoiadas em três ou quatro bordos e destina-se a verificar a sua estabilidade. Devido ao facto das paredes de alvenaria não terem propriedades isotrópicas é introduzido um coeficiente de resistência ortogonal, μ , que depende das unidades de alvenaria e da argamassa, sendo o rácio entre as resistências à flexão nas duas direcções principais, de acordo com a equação seguinte:

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} \quad \text{Equação 3.120}$$

No caso do plano de rotura ser paralelo às juntas de assentamento, o valor do momento actuante na parede, M_{Ed1} , será dado pelo Equação 3.121, enquanto na direcção perpendicular às juntas de assentamento, o momento actuante, M_{Ed2} , será determinado pela Equação 3.122.

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \quad \text{Equação 3.121}$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \quad \text{Equação 3.122}$$

Onde:

- $\alpha_1; \alpha_2$ Coeficientes de flexão;
- l Comprimento da parede entre apoios;
- W_{Ed} Solicitação de cálculo para fora do plano, por unidade de área.

Os coeficientes de flexão, α_1 e α_2 , estão tabelados no Anexo E do EC6 [1] e relacionam-se entre si pela Equação 3.123.

$$\alpha_1 = \mu \alpha_2 \quad \text{Equação 3.123}$$

A estabilidade da parede aos estados limites últimos encontra-se verificada quando:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad \text{Equação 3.124}$$

Sendo:

$$M_{Rd} = f_{xd}Z \quad \text{Equação 3.125}$$

Onde:

- f_{xd} Resistência à flexão da alvenaria na direcção apropriada;
- Z Módulo de flexão da parede.

O método cálculo do efeito de arco entre apoios aplica-se no caso de uma parede de alvenaria ser construída entre apoios capazes de resistir ao impulso de arco ou no caso de um conjunto de paredes serem construídas de forma contínua sobre os apoios. Nestes casos a parede pode ser dimensionada admitindo que se desenvolve um arco vertical ou horizontal na espessura, t , da parede. De acordo com o esquema apresentado na Figura 3.37, admitindo o desenvolvimento de uma flecha de arco, d_a , sob a acção da carga lateral, a altura do arco, r , será dada por:

$$r = 0.9t - d_a \quad \text{Equação 3.126}$$

O impulso resistente de cálculo do arco por unidade de largura de parede, N_a , relativo a uma parede de alvenaria com resistência à compressão, f_d , pode ser obtido por:

$$N_a = 1.5f_d \frac{t}{10} \quad \text{Equação 3.127}$$

A resistência lateral de cálculo de uma parede de alvenaria, $q_{lat,d}$, com distância entre eixos de apoios, l_a , no caso da flecha lateral ser reduzida, poderá ser determinada pela expressão:

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l_a} \right)^2 \quad \text{Equação 3.128}$$

A aplicabilidade deste método é válida, desde que sejam tidos em conta, os eventuais efeitos de retracção que as unidades de alvenaria possam sofrer ou se forem transmitidas forças horizontais elevadas devido a uma baixa resistência ao atrito. Deverá ser também garantida um tensão superior a 0.1 MPa devido às cargas verticais, assim como, uma esbelteza inferior a 20.

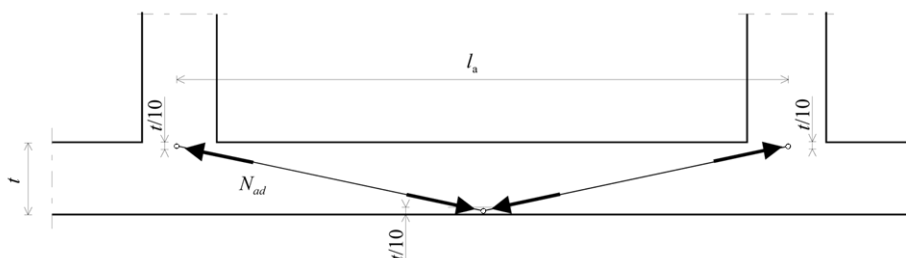


Figura 3.37 - Esquema do efeito de arco assumido para resistir às forças laterais.

Uma vez verificados os estados limites últimos, consideram-se respeitados os estado limites de utilização, desde que sejam satisfeitas as condições de esbelteza impostas pelo Anexo F do EC6 [1].

3.8 Conclusões do capítulo

A tarefa de efectuar uma análise comparativa dos resultados obtidos nos ensaios em paredes de preenchimento revela-se de extrema dificuldade dada a variedade dos modelos ensaiados, nomeadamente, em relação: à geometria dos modelos; às características mecânicas dos materiais utilizados na sua construção; às disposições construtivas usadas; e aos processos construtivos utilizados na sua execução. Contudo, pode ser avaliada a existência de um padrão comum nos ensaios levados a efeito pelos investigadores que se debruçaram sobre o tema em análise e concluir, com as reservas enunciadas, o seguinte:

- Os pórticos não preenchidos apresentam uma resistência e uma rigidez inicial lateral claramente inferiores aos pórticos preenchidos com painéis de alvenaria;
- A colocação de armadura horizontal nas paredes de preenchimento não demonstrou influenciar, de forma significativa, a resistência e a rigidez lateral inicial dos modelos;
- Os fenómenos de interacção entre as paredes de preenchimento e os pórticos podem dar origem à formação de rótulas plásticas em zonas dos pórticos não previstas pela não consideração desta interacção, podendo originar danos nas estruturas referenciados por “pilares curtos”;
- Os modelos analíticos desenvolvidos pelos diversos autores parecem representar, para os ensaios que lhes serviram de base, o comportamento experimental;
- Os modelos com juntas armadas demonstraram maior ductilidade durante os ensaios. Nestes modelos o aparecimento da primeira fenda ocorria para valores de carga superiores aos verificados para modelos sem juntas armadas;
- Os ensaios realizados demonstram que a inclusão de uma armadura ligeira nas juntas conduz a uma melhoria substancial do comportamento sísmico, tanto no plano, como para fora do plano. A armadura pode ser colocada horizontalmente nas juntas ou em ambas as faces da parede;
- O estado do dano em elementos não estruturais desempenha um papel fundamental na definição dos estados limites. Em geral, um dano elevado da parede ou uma expulsão potencial para fora do plano precedem qualquer dano significativo no pórtico;
- 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.

Os guias de dimensionamento apresentados pela *Federal Emergency Management Agency* e pela *New Zealand Society for Earthquake Engineering*, baseados em estudos desenvolvidos por diversos investigadores, revelam-se de grande valor para avaliar o comportamento das paredes de preenchimento face à acção dos sismos, assim como, a sua interacção com os pórticos envolventes. Por outro lado, o EC8 [2] apresenta-se como uma ferramenta inacabada que, além da determinação da acção sísmica neste tipo de elementos estruturais, apresenta algumas disposições a ter em conta para fazer face ao dano, não apresentando qualquer formulação analítica para desenvolver metodologias de dimensionamento estrutural de forma a limitar o dano.

Os diversos trabalhos de investigação apresentados, referem-se a modelos que representam os materiais e as práticas construtivas de diversos países, muito deles situados fora do espaço europeu, que poderão não ter equivalência com os materiais, as práticas construtivas e a racionalização dos requisitos exigidos para as construções nacionais, pelo que importa à luz da nossa realidade, verificar e ajustar esses modelos analíticos e mesmo propor outros mais

adequados com a nossa prática de dimensionamento, tendo como base a legislação europeia aplicável nesta área do conhecimento.

Neste sentido, para que a verificação, aferição e desenvolvimento de modelos analíticos seja direccionada para a realidade nacional, importa conhecer como projectamos as estruturas e as envolventes dos edifícios, assim como, conhecer as principais características mecânicas dos materiais usados nas soluções construtivas do passado e perspectivar os futuros desenvolvimentos de cada um destes vectores.

4 ESTADO DO CONHECIMENTO: OS MATERIAIS

Neste capítulo será apresentada uma resenha acerca dos principais aspectos relativos aos materiais constituintes das paredes de preenchimento e do sistema estrutural. Será dado o devido enfoque aos constituintes das paredes de alvenaria de tijolo, que representa a solução mais frequente em Portugal, apresentado o seu enquadramento normativo e alguma formulação teórica disponível para a caracterização das suas propriedades mecânicas. Relativamente ao sistema estrutural, dado o seu enquadramento se situar nas estruturas de betão armado, não se fará qualquer referência às propriedades mecânicas dos constituintes deste material, por se tratar de um material sobejamente conhecido e documentado.

4.1 Materiais constituintes das argamassas

Uma argamassa é, em geral, composta por uma fracção activa (aglomerante) e outra quase inerte (agregados), a que se adiciona uma certa quantidade de água, por forma a constituir uma mistura plástica que serve, fundamentalmente, para assentamento de unidades de alvenaria e revestimentos. Para melhorar o desempenho de algumas propriedades, poderá também incluir adições e ou adjuvantes. Na avaliação do comportamento de uma argamassa reveste-se de grande importância o conhecimento das propriedades dos constituintes, sobre as quais incidirão os próximos subcapítulos.

4.1.1 Agregados

Os agregados representam a fracção quase inerte, composta por areia, não participam nas reacções químicas de endurecimento e podem classificar-se em naturais, artificiais e reciclados [85]. Os agregados condicionam o comportamento das argamassas. No estado fresco, a composição granulométrica e o formato dos grãos interferem na trabalhabilidade e na retenção de água. No estado endurecido, afectam as resistências mecânicas, a capacidade de deformação e a permeabilidade. A composição de uma argamassa terá de permitir uma mistura trabalhável no estado fresco e que, simultaneamente lhe confira, no estado endurecido, compacidade elevada, com redução do volume de vazios e capacidade de deformação.

4.1.1.1 Análise granulométrica

A distribuição de um dado agregado segundo as dimensões das partículas é designada por granulometria e tem uma enorme influência sobre as propriedades das argamassas, particularmente no que se refere à compacidade e à trabalhabilidade. A análise granulométrica de um agregado consiste, simplesmente, na separação de uma amostra desse agregado em fracções, cada uma contendo partículas com dimensões entre os limites correspondentes às aberturas dos correspondentes peneiros. Como métodos adicionais à análise granulométrica existem indicadores que permitem verificar a adequabilidade de uma areia para uma determinada argamassa, nomeadamente o módulo de finura, os limites granulométricos, o coeficiente de uniformidade e a compacidade.

4.1.1.2 Módulo de finura e limites granulométricos

A escolha de uma areia para uso em argamassa é feita, tradicionalmente, com base no módulo de finura, MF , sendo este um número obtido das fracções retidas acumuladas resultante da

determinação da composição granulométrica da areia da série principal de peneiros ASTM, dividido por 100. A Tabela 4.1 apresenta os intervalos do módulo de finura adoptados para a classificação das areias.

Tabela 4.1 - Classificação das areias relativamente ao módulo de finura, MF .

AREIA	GROSSA	MÉDIA	FINA
Módulo de finura, MF	$MF > 3.0$	$3.0 \geq MF \geq 2.0$	$MF < 2.0$

Podem, também, ser indicados limites granulométricos, que são especificados por normas e institutos de investigação com base na percentagem de passados nos peneiros e no diâmetro máximo característico. Em breve análise dessas normas e recomendações, observa-se que as distribuições granulométricas variam fortemente, presumindo-se que reflectem muito mais a granulometria das areias disponíveis do que qualquer estudo do tema, uma vez que não existem dados publicados que as justifique.

4.1.1.3 Coeficiente de uniformidade

Para a avaliação de curvas de distribuição granulométrica de areias utilizadas em argamassas, o conceito de uniformidade de uma distribuição granulométrica é bastante utilizado e é expresso pelo coeficiente de uniformidade, C , calculado a partir da seguinte equação:

$$C = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Sendo a relação entre os diâmetros correspondentes a 60% (d_{60}) e 10% (d_{10}) do material que passa nos peneiros, da análise da curva granulométrica. Segundo este critério as areias serão consideradas:

- Uniformes quando $C < 5$;
- Uniformidade média se $5 \leq C \leq 15$;
- Menos uniformes quando $C > 15$.

Este parâmetro não é considerado suficiente para se definir a granulometria de uma areia, pois duas areias de composição granulométrica diferentes podem ter o mesmo coeficiente de uniformidade. Na verdade, este coeficiente representa um parâmetro de análise de influência das areias nas propriedades de argamassas, quando estiver associado a uma curva de distribuição granulométrica. Contudo, a continuidade da distribuição granulométrica de uma areia, expressa pelo coeficiente de uniformidade, reflecte-se no seu índice de vazios, no consumo de ligante e de água de amassadura da argamassa.

4.1.1.4 Compacidade

A compacidade de uma argamassa, ou seja, o volume de vazios existente numa argamassa, está relacionada com o tipo de areia ou mistura de areias que se utiliza na produção da argamassa. Para se obter uma argamassa compacta deve, primeiramente, estudar-se a granulometria da areia, a partir, por exemplo, do Triângulo de Feret representado na Figura 4.1. Escolhem-se as areias com granulometrias convenientes, de modo a ter-se a máxima compacidade possível. Os vazios da areia serão preenchidos com água e ligante, devendo ser ocupados com um mínimo de água e o máximo de ligante [85].

As areias são divididas em três classes: areia grossa (de dimensões entre 2 e 5 mm); areia média (0.5 - 2 mm); e areia fina (0 - 0.5 mm), que representam os vértices da Figura 4.1. A areia mais compacta é constituída por dois terços de areia grossa e um terço de areia fina como se representa pelo ponto S desta figura. As curvas representadas no Triângulo de Feret são curvas de igual compactidade. Verifica-se também, que as areias de maior compactidade são as que se encontram sobre uma recta paralela a GM e que passa pelo ponto S. Ao longo desta recta a compactidade vai decrescendo à medida que se afasta de S. Os pontos das curvas de igual compactidade, onde o raio de curvatura é menor, correspondem, também, a areias de maior compactidade [85].

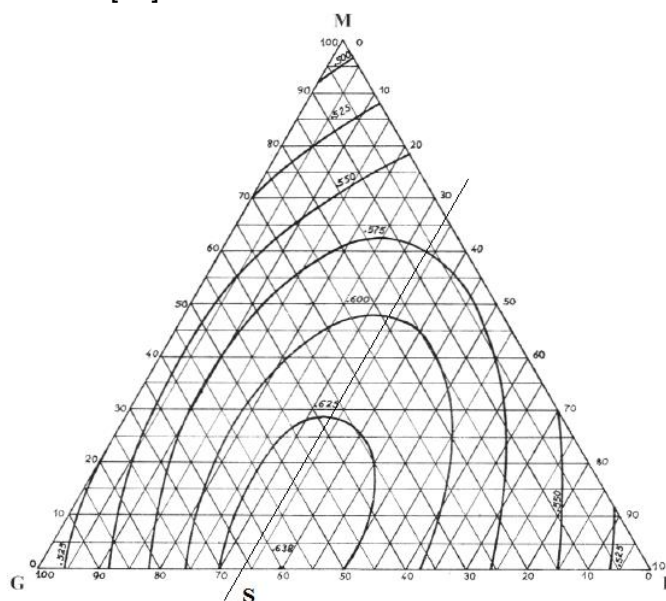


Figura 4.1 - Triângulo de Feret.

4.1.1.5 Influência dos agregados nas propriedades da argamassa

A influência da distribuição granulométrica do agregado na argamassa pode ser estudada através das suas propriedades nos estados fresco e endurecido. Os componentes activos dão a sua contribuição quando em contacto com a água de amassadura formando uma pasta cujas propriedades evoluem através de reacções químicas do ligante. Os agregados, quando misturados à pasta afectam a mistura, sendo a sua actuação de natureza física, contribuindo para o desempenho das argamassas no estado fresco e estado endurecido.

No estado fresco a sua contribuição é a seguinte:

- Formam capilares entre os vazios dos grãos de areia, responsáveis por parte da retenção de água da amassadura;
- Reduzem o consumo de água da amassadura sem perder a trabalhabilidade, se a distribuição granulométrica dos grãos for contínua.

No estado endurecido a sua contribuição é a seguinte:

- Atenuam as tensões oriundas do endurecimento da fracção activa e solicitações exteriores;
- Reduzem a permeabilidade quanto maior for a sua continuidade, por reduzir os vazios entre grãos;

- Contribuem para o aumento das resistências mecânicas com o aumento da continuidade da curva granulométrica, pois reduzem o índice de vazios da mistura.

Além de contribuir nas propriedades nos estados fresco e endurecido a dosagem racional do agregado pode ser um meio importante para redução do custo na produção de argamassa, visto que o seu custo é inferior ao do ligante. Por outro lado, o seu uso racional possibilitará a preservação das suas fontes de extração, contribuindo para a sustentabilidade do Planeta.

4.1.2 Ligantes

Ligantes são corpos que têm a propriedade de aderir a outros. Empregam-se na construção para unir ou aglomerar os materiais, geralmente pétreos, recobri-los com reboco ou para formar pastas mais ou menos plásticas, chamadas argamassas e betões. Estas pastas podem ser moldadas convenientemente, adquirindo, depois de endurecidas, o estado sólido. Os ligantes para o fabrico das argamassas podem classificar-se em aéreos e hidráulicos. Os ligantes aéreos só endurecem ao ar, dando origem a argamassas não resistentes à água. Compreendem o gesso, a cal hidratada e as anidrites. Os ligantes hidráulicos endurecem tomando forma pétrea, tanto ao ar como na água. Pertencem a este grupo as cals hidráulicas e os cimentos. A Tabela 4.2 apresenta as principais características dos ligantes usados no fabrico das argamassas.

Tabela 4.2 - Características dos principais ligantes usados na produção de argamassas [86].

CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS	CAL HIDRATADA	CAL HIDRÁULICA	CIMENTO
Superfície específica (cm^2/g)	8000 a 20000	3000 a 8000	2700 a 5000
Baridade (kg/m^3)	490 a 700	700 a 1000	800 a 1200
Massa volúmica absoluta (kg/m^3)	1800 a 2300	2600 a 2900	3050 a 3160
Índice de hidraulicidade	-	2.0 a 10.0	0.0 a 2.0
Resistência à compressão, aos 7 dias (MPa)	-	1 a 3	>16
Resistência à compressão, aos 28 dias (MPa)	-	3 a 5	32.5 a 52.5
Resistência refractária ($^{\circ}C$)	1800 a 2000	< 800	< 400
Início de presa (min)	600	1500	75
Presa aérea (%)	100	70 a 80	-
Presa hidráulica (%)	-	20 a 80	100
Água unitária de amassadura (l/kg)	0.08 a 0.15	0.40 a 0.50	0.26
Influência na trabalhabilidade	Muito boa	Boa	Média
Risco de fendilhação	Desprezável	Desprezável	Médio
Adaptação ao movimento dos edifícios	Boa capacidade	Boa capacidade	Risco de fendilhação
Isolamento sonoro	Bom	Bom	Fraco
Impermeabilidade à água	Boa	Muito boa	Muito boa
Permeabilidade aos vapores	Boa	Boa	Fraca
Armazenamento em boas condições (Ano)	1	0.5	Sem limite

4.1.3 Água

A água é um elemento fundamental na formulação das argamassas dado que reage com os ligantes hidráulicos, promovendo a sua hidratação e pondo em evidência as suas propriedades aglutinantes, bem como, conferindo a consistência necessária à sua aplicação. A quantidade de água utilizada na formulação de argamassas é sempre superior à necessária para

hidratação do ligante dado que também é necessária para “molhar” os agregados de modo a que estes sejam aglutinados pelo ligante, e para conferir a fluidez necessária à aplicação.

O excesso de água reduz a resistência da argamassa. A falta de água faz com que apareçam fendas. Desta forma temos, também, que ter em conta que quer o excesso de água na argamassa quer a falta desta é prejudicial à argamassa. Não deve ser utilizada no fabrico das argamassas a água que contenha cloretos em quantidades superiores a 1.0% ou sulfatos em quantidades superiores a 0.3%, dado prejudicar a sua resistência. Tal situação também poderá decorrer do uso no seu fabrico, de água que contenha substâncias orgânicas, como sejam as águas estagnadas em poços ou pântanos.

4.1.4 Adições

São produtos que em algumas situações se poderão adicionar durante a confecção das argamassas, em percentagens superiores a 5% da dosagem de ligante. São, normalmente, de natureza pulverulenta, destinados a melhorar desempenhos e poderão distinguir-se entre pozolânicas (cinzas, pozolanas naturais e sílicas de fumo), hidráulicas (escórias de alto-forno), corantes (diversos óxidos), polímeros (epóxis) e fibras (de vidro não reactivas, ou de polipropileno).

4.1.5 Adjuvantes

Estes são igualmente produtos que se poderão adicionar às argamassas, mas em percentagens inferiores a 5% da dosagem de ligante, que servirão também para melhorar o desempenho destas, nos domínios da impermeabilização, da plasticidade, da resistência ao gelo, da trabalhabilidade, da alteração da velocidade de presa ou endurecimento, ou da retenção de água.

4.2 Argamassas

As argamassas definem-se como uma mistura de um ou mais ligantes orgânicos ou inorgânicos, agregados, cargas, adições e ou adjuvantes. A argamassa difere do betão unicamente por usar material agregado de dimensões inferiores às das britas ou do godo [85]. Uma argamassa pode ser considerada como uma rocha artificial, constituída por pequenos fragmentos de rocha, agregados por um ligante que mantém a forma do conjunto e lhe confere solidez. A água, a areia ou os agregados são misturados com minerais naturais que permitem produzir a “rocha artificial”. A formulação da argamassa é normalmente baseada na premissa que os vazios existentes no volume de agregados, situado entre 25 a 40%, devem ser preenchidos com ligante que vai também proporcionar coesão à mistura final [87]. A mistura destes constituintes em proporções estudadas, deve ser homogénea e de acordo com o tipo da argamassa pretendida. Estes materiais apresentam como propriedades quando recém-misturados, uma boa plasticidade, enquanto, quando endurecidas possuem rigidez, resistência e aderência [87].

4.2.1 Classificação das argamassas

A classificação das argamassas pode ser feita em função das suas características nomeadamente: massa volúmica, natureza do ligante, aplicação e propriedades físicas. Em

função de uma das suas características as argamassas podem classificar-se como se apresenta na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Classificação das argamassas [85].

CARACTERÍSTICA	DENOMINAÇÃO	EXIGÊNCIA/UTILIZAÇÃO
Massa volúmica	Argamassas leves	Massa volúmica inferior 2000 kg/m^3
	Argamassas normais	Massa volúmica entre 2000 e 2600 kg/m^3
	Argamassas pesadas	Massa volúmica superior ou igual a 2600 kg/m^3
Natureza do ligante	Argamassas de cimento	Ligante utilizado é o cimento (Portland ou outro)
	Argamassas de cimento e cal	Ligantes utilizados são o cimento e a cal (cal hidráulica ou cal hidratada)
	Argamassas de gesso	Ligante utilizado é o gesso
	Argamassas de polímeros	Argamassas com incorporação de polímero
	Argamassas mistas	Argamassas com mais de um tipo de ligante
Aplicação	Assentamento de Alvenaria	Montar muros e paredes quer de tijolo quer de bloco
	Argamassas para Reboco	Utilizadas para revestir paredes e muros
	Betonilhas	Utilizadas na regularização de pavimentos
	Argamassas especiais	Possuem certas propriedades específicas

Podem ser adoptadas outras classificações, nomeadamente as propostas pela norma EN 998-1:2003 [88] e EN 998-2:2003 [89] que classificam as argamassas de acordo com três conceitos diferentes, nomeadamente: local de produção, concepção e utilização.

A classificação de acordo com o local de produção é a seguinte:

- Argamassas industriais: são aquelas que são doseadas e misturadas em fábrica. Podem apresentar-se em pó, requerendo apenas a adição de água ou em pasta, já prontas a utilizar;
- Argamassas industriais semiacabadas: são argamassas pré-doseadas, a modificar em obra. Dentro deste grupo existem as argamassas pré-doseadas e as argamassas pré misturadas, diferindo no aspecto que nas primeiras os componentes são doseados em fábrica e misturados em obra segundo indicações do fabricante, e nas pré-misturadas, os componentes são doseados e misturados em fábrica, onde em obra serão adicionados outros componentes que o fabricante especifica;
- Argamassas feitas em obra ou tradicionais: são argamassas compostas por constituintes primários doseados e misturados em obra.

A classificação de acordo com a concepção é a seguinte:

- Argamassas de desempenho ou de prestação: são argamassas cuja composição e processo de fabrico estão definidos pelo fabricante com vista a obter propriedades específicas;
- Argamassas de formulação: são argamassas que se fabricam segundo uma composição pré-determinada, para as quais as propriedades obtidas dependem da proporção entre os componentes.

Finalmente, a classificação de acordo com a utilização, onde as propriedades e utilização das argamassas estão directamente associadas ao fim a que se destinam como, por exemplo, os rebocos monomassas, argamassas de alvenaria, etc..

Na Tabela 4.4 apresenta-se a classificação de argamassas, nomeadamente de reboco e de assentamento de alvenaria.

Tabela 4.4 - Classificação de argamassas [88, 89].

CLASSIFICAÇÃO	TIPOS DE ARGAMASSAS	
	REBOCO	ASSENTAMENTO DE ALVENARIA
De acordo com o local de produção	Reboco industrial	Argamassa industrial
	Reboco industrial semi-acabado	Argamassa industrial semi-acabada
	Reboco feito em obra	Argamassa feita em obra
De acordo com a concepção	Reboco de desempenho (ou de prestação)	Argamassa de desempenho (ou de prestação)
	Reboco de formulação	Argamassa de formulação
De acordo com as propriedades e utilização	Reboco de uso geral, (GP)	Argamassa de uso geral, (G)
	Reboco leve, (LW)	Argamassa de alvenaria em camada fina, (T)
	Reboco colorido, (CR)	Argamassa leve, (L)
	Monomassa, (OC)	
	Reboco de renovação, (R)	
	Reboco de isolamento térmico, (T)	

4.2.2 Funções e propriedades

As funções das argamassas estão directamente associadas ao fim a que se destinam, que derivam da classificação segundo a sua aplicação. Pela sua importância, das funções possíveis das argamassas, enumeraram-se as seguintes [87]:

- Unir com solidez elementos de alvenaria e ajudar a resistir aos esforços que ocorrem numa parede, como compressão devido ao peso próprio ou flexão e corte causados por acções horizontais, perpendiculares ou paralelas ao plano das paredes;
- Absorver algumas das deformações que a alvenaria ou as juntas sofrem naturalmente;
- Selar as juntas contra a infiltração de água;
- Colar materiais de revestimento;
- Dar acabamento em tectos e paredes, em regularização de pavimentos, nas reparações de obras de betão, em obras de reabilitação, etc..

Em função do estado fresco de uma argamassa ou do estado endurecido as propriedades gerais mais requisitadas são as que se apresentam na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Propriedades gerais das argamassas.

ESTADO FRESCO	ESTADO ENDURECIDO
Consistência	Resistência mecânica
Trabalhabilidade	Elasticidade ou capacidade de deformação
Plasticidade	Resistência ao fogo
Retenção de água (retração no estado fresco)	Resistência ao ataque de agentes químicos
Massa específica	Retração
Aderência inicial	Aderência
	Permeabilidade
	Condutibilidade térmica

A resistência à compressão é uma das propriedades principais de uma argamassa e usualmente uma argamassa com boa capacidade de resistência à compressão cumpre a generalidade das outras propriedades [85]. As argamassas de assentamento de alvenaria, segundo a norma EN 998-2:2003 [89], são divididas por classes que exprimem a sua resistência mínima à compressão, tendo as variedades correntes a designação expressa na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Classes de resistência à compressão das argamassas de assentamento [89].

CLASSE	M 1	M 2.5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistência à compressão (N/mm^2)	1.0	2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	d

Nota: d é a resistência à compressão, superior a 25 N/mm^2 , declarada pelo fabricante

Como se mostra na Tabela 4.7, as argamassas de reboco segundo a EN 998-1:2003 [88], para além de outras propriedades, tais como a absorção de água por capilaridade e a condutividade térmica, são divididas por classes de resistência à compressão, tendo as variedades correntes a seguinte designação: CS I; CS II; CS III; e CS IV, impondo à última classe um valor igual ou superior a 6 MPa.

Tabela 4.7 - Classes de resistência à compressão das argamassas de reboco [88].

PROPRIEDADES	CATEGORIAS	VALORES
Resistência à compressão aos 28 dias	CS I	0.4 a 2.5 N/mm^2
	CS II	1.5 a 5.0 N/mm^2
	CS III	3.5 a 7.5 N/mm^2
	CS IV	$\geq 6.0 N/mm^2$

4.2.3 Resistência à compressão

A resistência à compressão é a característica da argamassa endurecida mais usada, quer para sua identificação, quer para o seu controlo de qualidade e classificação para utilização estrutural. O crescimento da resistência à custa da redução da razão água *versus* cimento prejudica, em geral, outras propriedades, tais como, a consistência e a aderência. De forma simplificada a resistência da argamassa aumenta com a quantidade e resistência do cimento e diminui com o excesso de finos, aumento da dosagem de cal, de água e ar introduzido. Por outro lado, não é possível melhorar a resistência das argamassas pela redução da quantidade de água da amassadura, pois seria comprometida a trabalhabilidade, sendo correntes, nas argamassas de assentamento, razões água/ligante superiores a 1 [90].

Sendo a compressão uma das características mais importantes foram desenvolvidas ao longo do tempo fórmulas empíricas para previsão do seu valor. Feret [91] sugere a expressão seguinte como previsão para o valor da resistência à compressão, R_t , ao longo do tempo:

$$R_t = K_t \left(\frac{c}{1-m} \right)^2 \quad \text{Equação 4.2}$$

Sendo:

- c Volume unitário de cimento;
- m Volume unitário de areia;
- K_t Factor de proporcionalidade dependente do tipo de ligante, da idade, das dimensões do provete, das condições de ensaio, do modo de conservação, etc..

Por outro lado Bolomey [92] exprime o valor da resistência à compressão, R_t , de uma argamassa ao longo do tempo, através da seguinte expressão:

$$R_t = K' \left[\left(\frac{\gamma_a}{2.35} \right)^2 \left(\frac{C}{W} \right) \right]^{K''} \quad \text{Equação 4.3}$$

Sendo:

- γ_a Densidade aparente da argamassa;
- C Massa de cimento por unidade de volume;
- W Massa de água por unidade de volume;
- K' ; K'' Factores que dependem do tipo de ligante, da idade, das dimensões do provete, das condições de ensaio, do modo de conservação, etc..

Finalmente Abrams exprime o valor da resistência à compressão, R_t , de uma argamassa em função da razão água *versus* cimento, através da seguinte expressão [93]:

$$R_t = \frac{K_1}{K_2^{w/c}} \quad \text{Equação 4.4}$$

Onde:

- K_1 Coeficiente de resistência;
- K_2 Constante empírica;
- w/c Razão água *versus* cimento em volume.

4.2.4 Ductilidade

A ductilidade de uma argamassa está intimamente ligada à energia de fractura do material, isto é, à capacidade de continuar a dissipar energia mesmo após se ter atingido a carga máxima. A relação resistência à tracção *versus* resistência à compressão dá uma indicação da ductilidade da argamassa. Um valor alto indica um comportamento mais dúctil, permitindo otimizar a resistência às tensões de tracção criadas sem que ocorra uma transmissão de esforços muito elevada para o suporte [94]. Após a determinação da resistência à compressão e à tracção das diferentes argamassas, é possível obter um valor da ductilidade das argamassas através da relação resistência à tracção *versus* resistência à compressão. A ductilidade dá uma indicação da capacidade da argamassa se deformar consoante as solicitações mecânicas a que está sujeita.

4.2.5 Formulação da composição de uma argamassa

Na formulação da composição de uma argamassa, a relação água *versus* cimento é o principal factor a ter em conta para o fabrico de uma boa argamassa. Existem vários modelos de estimativa deste rácio, os quais serão seguidamente apresentados.

4.2.5.1 Quantidade de água

A quantidade de água a usar para se obter uma boa argamassa deve ser a estritamente necessária para hidratar o cimento e para conseguir a trabalhabilidade da argamassa. A quantidade de água, w' , necessária para a hidratação do cimento, sendo C , a massa de cimento volume unitário de argamassa em kg/m^3 , é dada pela seguinte expressão:

$$w' = 0.23C \quad (dm^3) \quad \text{Equação 4.5}$$

A quantidade de água necessária para molhar os agregados varia com a granulometria e com a superfície da areia, entre outras propriedades. Muitas vezes para se evitar esta indeterminação, considera-se que a água total de amassadura é cerca de 50% da massa de cimento. No entanto este método é pouco rigoroso. Existem outros métodos mais precisos de calcular o volume de água tais como o método proposto por Bolomey.

O método de Bolomey entra em linha de conta com a quantidade de água necessária para hidratar o cimento ($w' = 0.23C$) e com outra parcela de água para molhar os materiais agregados dependendo das suas dimensões. Para agregados de dimensões superiores a 0.2 mm a expressão a utilizar é:

$$w''(> 0.2 \text{ mm}) = NM \sum \frac{p_i}{\sqrt[3]{d_i \cdot d_{i+1}}} \quad (dm^3) \quad \text{Equação 4.6}$$

Sendo:

- N Parâmetro que depende da consistência da argamassa e do tipo de material agregado encontrando-se tabelado;
- M Massa do material agregado por volume unitário de argamassa (kg/m^3);
- p_i Fração do agregado com dimensões compreendidas entre d_i e d_{i+1} .

Para agregados com dimensões inferiores a 0.2 mm, sendo p a percentagem dos agregados com dimensões inferiores a 0.2 mm, usa-se a seguinte expressão:

$$w''(< 0.2 \text{ mm}) = (0.23 \text{ ou } 0.35)M \cdot p \quad (dm^3) \quad \text{Equação 4.7}$$

Para agregados naturais com dimensões menores que 0.2 mm toma-se 0.23, para agregados artificiais toma-se 0.35 como factor da expressão anterior. A quantidade de água necessária para se obter uma boa argamassa, considerando agregados naturais, resulta das equações anteriores (Equação 4.5, Equação 4.6 e Equação 4.7), sendo obtida pela expressão:

$$w = 0.23C + \left[0.23 p_{<0.2} + \sum \frac{N \cdot p_i}{\sqrt[3]{d_i \cdot d_{i+1}}} \right] \cdot M \quad (dm^3) \quad \text{Equação 4.8}$$

4.2.5.2 Dosagem de cimento

O cimento em conjunto com a água irá preencher os vazios do material agregado conferindo a solidificação da argamassa. Adopta-se para o cálculo aproximado da dosagem de cimento a seguinte expressão [85]:

$$\frac{C}{3.1} + 0.5C = 1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_R} \quad (kg) \quad \text{Equação 4.9}$$

Sendo:

- C Massa de cimento por volume unitário de argamassa;
- γ_a Baridade da areia;
- γ_R Massa volúmica da areia.

O valor obtido da quantidade de cimento deve ser inflacionado em 10% de forma a considerar a parte de cimento que terá a função de envolver totalmente os grãos de areia.

4.2.5.3 Rendimento da argamassa

Define-se como rendimento de uma argamassa, a relação entre a argamassa que se obtém e a areia que se consome, e é dada pela seguinte expressão:

$$\rho = \frac{V_{arg}}{V_{ar}}$$

Equação 4.10

Sendo:

- V_{arg} Volume aparente de argamassa;
- V_{ar} Volume aparente de areia.

O rendimento de uma argamassa dá-nos alguma indicação da sua qualidade. Quando o rendimento é inferior à unidade, diz-se que a argamassa é magra (pobre em ligante). Caso contrário, por antonímia semântica, diz-se que a argamassa é gorda (rica em ligante).

4.2.5.4 Traço de uma argamassa

O traço de uma argamassa é a proporção em volume entre os componentes dessa argamassa. Os traços variam de acordo com a utilização que vai ser dada à argamassa. Diz-se que o traço de uma argamassa é de 1:n quando para um volume de cimento se usam n volumes de areia. Geralmente, o traço é expresso em volume de cada componente, mas em alguns casos também é utilizado o traço em peso, usando para converter um no outro a massa volúmica aparente dos constituintes da argamassa.

4.2.5.5 Composição corrente de uma argamassa

Existem diversas propostas de composições de argamassa com origem em documentos normativos e instituições de investigação do domínio da construção. O EC6 [1] define classes de resistência das argamassas, que designa por M2, M5, M10, M15 e M20, baseadas na resistência mínima à compressão da argamassa aos 28 dias e sugere composições de referência para obtenção dessas classes, como se pode observar na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Traços volumétricos de argamassas de assentamento segundo o Anexo Nacional do EC6 [1].

CLASSE	TRAÇO VOLUMÉTRICO APROXIMADO				TENSÃO MÍNIMA DE ROTURA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (MPa)
	Cimento	Cal hidratada	Cal hidráulica	Areia	
M10	1			3	10.0
M10	1	0 - ¼		3	10.0
M10	1		0 - ¼	3	10.0
M5	1			4	5.0
M5	1	½ - 1		4 ½ - 5	5.0
M5	1		½ - 1	4 ½ - 5	5.0

Também a BS 5628 [95], documento normativo que durante muitos anos serviu de referência nesta área do conhecimento, apresenta uma formulação idêntica relativamente aos traços volumétricos de argamassas de assentamento, cujo resumo e correspondência com as classes previstas no EC6 [1] se transcreve na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Traços volumétricos de argamassas de assentamento segundo a BS 5628 [95].

DESIGNAÇÃO	TRAÇO VOLUMÉTRICO			TENSÃO MÉDIA DE ROTURA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (MPa)		CLASSE SEGUNDO EC6
	Cimento	Cal hidratada	Areia	Laboratório	Obra	
(i)	1	0 - ¼	3	16.0	11.0	M10
(ii)	1	½	4 - 4 ½	6.5	4.5	M5
(iii)	1	1	5 - 6	3.6	2.5	M2.5
(iv)	1	2	8 - 9	1.5	1.0	M1
(v)	1	3	10 - 12	---	---	---

4.2.6 Normalização

Foi desenvolvida uma norma de especificação de características e tolerâncias admissíveis, a norma EN 998-2:2003 [89], apresentada na Tabela 4.10, que define as características e os ensaios aplicáveis às argamassas destinadas ao assentamento de unidades de alvenaria. Para a generalidade das características, esta norma não especifica valores de aceitação, devendo estes serem declarados pela entidade produtora da argamassa. Para o fabrico de argamassas destinadas à execução de rebocos a norma de especificação de características e tolerâncias admissíveis é a norma EN 998-1:2003 [88]

Tabela 4.10 - Normas previstas na norma de especificação EN 998-2:2003 [89].

ARGAMASSA PARA ASSENTAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA	
EN 1015-1:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 1: Determination of particle size distribution (by sieve analysis)
EN 1015-2:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars
EN 1015-3:1999	Methods of test for mortar for masonry. Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)
EN 1015-6:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar.
EN 1015-7:1998	Methods of test for mortar for masonry. Part 7: Determination of air content of fresh mortar
EN 1015-9:1999	Methods of test for masonry. Part 9: Determination of workable life and corrosion time of fresh mortar
EN 1015-10:1999	Methods of test for masonry. Part 10: Determination of dry bulk density of hardened mortar.
EN 1015-11:1999	Methods of test for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar
EN 1015-17:2000	Methods of test for mortar for masonry. Part 17: Determination of water-soluble chloride content of fresh mortars
EN 13139:2002	Aggregates for mortar

4.3 Unidades de alvenaria

Em Portugal, na generalidade das paredes de preenchimento e de compartimentação interior, as soluções mais correntes passam pelo recurso a alvenaria de tijolo de furação horizontal, sendo reduzido o recurso a alvenaria de blocos de betão [96], pelo que será unicamente feita uma abordagem aos tijolos de furação horizontal.

4.3.1 Caracterização física, química e mecânica do material cerâmico

As propriedades da cerâmica, como material de excepção para a conformação de geometrias e posterior resistência mecânica após cozedura, possibilitaram a evolução e a diversificação de

modelos que acompanharam as exigências da edificação e das técnicas da construção. As principais características intrínsecas do material cerâmico e os seus valores de referência encontram-se sintetizadas na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Características do material cerâmico [86].

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL CERÂMICO	VALORES	UNIDADES
Massa volúmica aparente	1800 - 2000	kg/ m ³
Porosidade aberta	20 - 30	%
Absorção de água por imersão a frio	9 - 13	%
Coefficiente de saturação	0.6 - 0.8	
Absorção da água por capilaridade (1 min)	11	g/(dm ² min)
Condutibilidade térmica	1.15	w/m ² k
Coefficiente de absorção da radiação solar	0.65 - 0.8	
Dilatação térmica linear	3.5x10 ⁻⁶ - 5.8x10 ⁻⁶	m/m °C
Expansão por humidade	0.9 - 1.7	mm/m
Humidade em equilíbrio (20 °C e 80 % HR)	0.11	%
Módulo de elasticidade longitudinal	8300	MPa
Coefficiente de Poisson	0.2	

4.3.2 Classificação das unidades de alvenaria

O EC6 [1] estabelece uma classificação das unidades de alvenaria em quatro grupos, que depende do tipo de material utilizado e de um conjunto de características geométricas, tais como a orientação dos furos, volume de furos ou percentagem de furação, o volume de qualquer furo, a área de qualquer furo e a largura equivalente (entendida como a espessura dos septos interiores e exteriores, medida horizontalmente através da unidade de alvenaria e perpendicularmente à face da parede de alvenaria resistente).

De acordo com a aceção do EC6 [1] os tijolos de furação horizontal inserem-se no Grupo 4, pelo que terão de ter as características geométricas mínimas indicadas na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Características geométricas das unidades para alvenaria do Grupo 4 [1].

UNIDADES PARA ALVENARIA DO GRUPO 4	
CARACTERÍSTICA GEOMÉTRICA	VALOR
Volume de furos (% do volume total)	≤ 70
Volume de qualquer furo (% do volume total)	≤ 30
Espessura mínima das paredes exteriores (mm)	6
Espessura mínima dos septos interiores (mm)	5
Largura equivalente (% da largura total)	12

4.3.3 Resistência à compressão

Embora o EC6 [1] não estabeleça a classificação das unidades de alvenaria em termos da sua resistência, o Anexo Nacional considera a existência de classes de referência em função da sua resistência à compressão. Para os diversos grupos são deste modo preconizadas as classes definidas na Tabela 4.13, onde usando o mesmo critério já definido para outros materiais, nomeadamente nas argamassas, o número que compõe a designação representa a resistência à compressão.

Tabela 4.13 - Classes de resistência das unidades para alvenaria de acordo com o Anexo Nacional do EC6 [1].

CLASSE	U 3	U 4	U 5	U 7	U 10	U 15	U 20
Resistência à compressão, f_b (N/mm^2)	3.0	4.0	5.0	7.0	10.0	15.0	20.0

4.3.4 Características mais importantes dos tijolos de furação horizontal

O tijolo cerâmico é um produto técnico ao qual são exigidas determinadas características e comportamento em obra e por isso mesmo, está sujeito a disposições regulamentares e especificações próprias. Como material de construção que é, tem como enquadramento regulamentar a directiva 89/106/CE Produtos de Construção e nas normas e especificações aplicáveis. Na Tabela 4.14 sintetizam-se as características mais relevantes dos tijolos correntes no mercado português, nomeadamente: dimensões; peso aproximado; percentagem de furação; e resistência à compressão.

Tabela 4.14 - Características mais importantes dos tijolos de furação horizontal [86].

FORMATO	DIMENSÕES (mm)			PESO (kg)	FURAÇÃO (%)	RESISTÊNCIA COMPRESSÃO (MPa)
	Comprimento	Altura	Largura			
30x20x22	295	190	220	7.0 - 11.0	55 - 70	1.9 - 3.9
30x20x15	295	190	150	5.0 - 7.0	50 - 65	2.5 - 4.9
30x20x11	295	190	110	4.0 - 6.0	50 - 65	2.8 - 5.2
30x20x9	295	190	90	3.5 - 5.5	40 - 60	3.0 - 5.7
30x20x7	295	190	70	3.0 - 5.0	40 - 60	3.7 - 7.0
30x20x4	295	190	40	2.0 - 3.0	40 - 50	6.0 - 7.0

4.3.5 Normalização

Para os tijolos cerâmicos foi desenvolvida uma norma de especificação de características, tolerâncias admissíveis e de ensaios aplicáveis, a norma NP EN 771-1:2006 [97], e várias normas relativas a métodos de ensaio para unidades de alvenaria. Para a generalidade das características, esta norma não especifica valores, definindo apenas classes de tolerância. Esta situação permite que cada produtor declare os valores e as tolerâncias que garante para os seus produtos, obrigando por sua vez, o comprador a definir os critérios de aceitação para a aplicação pretendida. As características indicadas devem ser definidas de acordo com as normas de ensaio apresentadas nas Tabela 4.15 e Tabela 4.16.

Tabela 4.15 - Normas previstas na norma de especificação NP EN 771-1:2006 [97].

ELEMENTOS DE ALVENARIA	
NP EN 772-1:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão
NP EN 772-3:2000	Métodos de ensaio para elementos de alvenaria. Parte 3: Determinação do volume líquido e da percentagem de furação em elementos cerâmicos para alvenaria por pesagem hidrostática
EN 772-5:2001	Methods of test for masonry units. Part 5: Determination of active soluble salts content of clay masonry units
NP EN 772-7:2000	Métodos de ensaio para elementos de alvenaria. Parte 7: Determinação da absorção de água em água fervente de elementos cerâmicos para alvenaria
NP EN 772-13:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (excepto blocos de pedra natural)
NP EN 772-16:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das dimensões

Tabela 4.16 - Normas previstas na norma de especificação NP EN 771-1:2006 [97] (Continuação).

ELEMENTOS DE ALVENARIA	
EN 772-19:2000	Methods of test for masonry units. Part 19: Determination of moisture expansion of large horizontally perforated clay masonry units
EN 772-22:1999	Methods of test for masonry units. Part 22: Determination of freeze/thaw resistance of clay masonry units
EN 1745:2002	Masonry and masonry products. Methods for determining design thermal values
NP EN 13501-1:2004	Classificação do desempenho face ao fogo de produtos e de elementos de construção. Parte 1: Classificação utilizando resultados de ensaios de reacção ao fogo

4.4 Paredes de alvenaria

As alvenarias são um elemento construtivo composto, constituído no mínimo pelas unidades e pela argamassa, podendo ainda incorporar outros constituintes, para melhorar as suas características como, por exemplo, armaduras ou caldas. Seguindo a mesma linha orientadora de subsecções anteriores, a seguir serão exclusivamente abordadas as paredes de alvenaria de tijolo.

4.4.1 Classificação das paredes de alvenaria

O EC6 [1] é dedicado às paredes de alvenaria com função estrutural, classificando-as de acordo com o tipo de materiais constituintes, a partir dos quais estima a sua resistência mecânica e, complementarmente, de acordo com o tipo de panos e das suas ligações:

- Paredes simples com ou sem junta longitudinal;
- Paredes duplas (correspondendo à parede dupla corrente, com caixa de ar);
- Paredes de dois panos (paredes duplas sem caixa de ar);
- Paredes de face aparente;
- Paredes de juntas descontínuas;
- Paredes-cortina.

Em função das acções a que podem estar sujeitas e da função estrutural que lhes é atribuída, o EC6 [1] classifica-as como:

- Paredes resistentes (sujeitas a cargas verticais significativas, além do peso próprio);
- Paredes de travamento ou contraventamento;
- Paredes sujeitas a acções de corte (suportando, sobretudo, cargas horizontais);
- Paredes divisórias (não suportando cargas significativas);
- Paredes sujeitas a cargas laterais.

Numa perspectiva marcadamente estrutural, o EC6 [1] e o EC8 [2] fazem ainda a distinção entre alvenarias simples, armadas, pré-esforçadas e confinadas. As classificações previstas no EC6 [1] não têm o desejável relevo no contexto do documento, uma vez que se limitam à divulgação das "designações" e prescrição de algumas medidas técnicas de execução, nomeadamente no modo de ligação entre os panos de parede dupla.

4.4.2 Características mecânicas das paredes de alvenaria

A grande variabilidade das unidades para alvenaria ao nível das matérias-primas, da geometria e da qualidade produtiva, conjugada com as variações das características das argamassas e

da qualidade construtiva, justificam a grande dispersão das características resistentes das paredes de alvenaria.

O EC6 [1] identifica quatro propriedades mecânicas da alvenaria que são utilizadas no dimensionamento:

- Resistência à compressão, f_k ;
- Resistência ao corte, f_{vk} ;
- Resistência à flexão f_{xk} ;
- Relação tensões *versus* extensões;

Ainda que seja possível desenvolver resistência à tracção directa na alvenaria, esta resistência deverá ser ignorada para efeitos de projecto [98].

4.4.2.1 Resistência à compressão

A resistência característica à compressão da alvenaria simples pode ser obtida pela via experimental, recorrendo a ensaios de acordo com a NP EN 1052-1:2002 [99] ou pela análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica à compressão da alvenaria simples e a resistência à compressão das unidades de alvenaria e da argamassa (por exemplo normas de outros países, nomeadamente a BS 5628-1:1978 [95]). Em alternativa às duas metodologias anteriores, pelas fórmulas indicadas para o efeito no EC6 [1], processo recomendável sob o ponto de vista prático.

No caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, a resistência característica à compressão, f_k , pode ser calculada através da expressão proposta pelo EC6 [1]:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad \text{Equação 4.11}$$

Sendo:

- K Constante dependente do tipo de unidade de alvenaria;
- f_b Resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria;
- f_m Resistência à compressão da argamassa.

A Equação 4.11 só é válida para valores de f_b inferiores a 75 N/mm^2 e desde que não se considere f_m superior a 20 N/mm^2 nem ao dobro de f_b , consoante o que for menor.

Diversos estudos experimentais foram desenvolvidos em várias partes do mundo, procurando correlações entre a resistência mecânica da alvenaria e as resistências mecânicas dos seus componentes. Sahlin [100] no seu trabalho de investigação apresentou alguns desses resultados, traduzidos por fórmulas empíricas destinadas a determinar a resistência à compressão da alvenaria, f_{cp} , mediante o conhecimento da resistência à compressão das unidades de alvenaria, f_{cb} , e da resistência à compressão da argamassa, f_{cm} , destacando-se: a fórmula de Haller; a fórmula de Hermann; e a fórmula de Onisczyk.

Haller sugere a expressão seguinte como previsão para o valor da resistência à compressão da alvenaria, f_{cp} :

$$f_{cp} = (\sqrt{1 + 0.15 f_{cb}} - 1)(8 + 0.048 f_{cm}) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{Equação 4.12}$$

Por outro lado Hermann exprime o valor da resistência à compressão da alvenaria, f_{cp} , através da expressão seguinte:

$$f_{cp} = 0.45 \sqrt[3]{f_{cm}(f_{bm})^2} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{Equação 4.13}$$

Por fim Onisczyk para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, f_{cp} , apresenta a expressão seguinte:

$$f_{cp} = (0.33f_{cb} + 1) \frac{0.1f_{cb} + f_{cm}}{0.3f_{cb} + f_{cm}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{Equação 4.14}$$

4.4.2.2 Resistência ao corte

A resistência característica ao corte da alvenaria simples pode ser obtida pela via experimental, recorrendo a ensaios de acordo com as normas NP EN 1052-3:2005 [101] ou NP EN 1052-4:2005 [102] ou pela análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica ao corte e a resistência característica inicial ao corte da alvenaria (por exemplo normas de outros países). Em alternativa às duas metodologias anteriores, pelas fórmulas indicadas para o efeito no EC6 [1], processo recomendável sob o ponto de vista prático.

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

$$f_{vk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vk0} + 0.4\sigma_d \\ 0.065f_b \end{array} \right. \quad \text{Equação 4.15}$$

Sendo:

- f_{vk0} Resistência ao corte sob compressão nula;
- σ_d Valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte.

4.4.2.3 Resistência à flexão

Devido ao facto das paredes de alvenaria não terem propriedades isotrópicas a resistência característica à flexão da alvenaria simples manifesta-se segundo duas direcções principais, como se mostra na Figura 4.2.



a) Direcção paralela às juntas de assentamento, f_{xk1} .

b) Direcção perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} .

Figura 4.2 - Resistência à flexão [1].

A resistência característica à flexão pode ser obtida pela via experimental, recorrendo a ensaios de acordo com a NP EN 1052-2:2002 [103] ou pelas tabelas indicadas no EC6 [1] onde a resistência à flexão é função do tipo de unidade de alvenaria e da resistência à compressão

da argamassa de assentamento. Em alternativa, pode ser determinada, pela análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica à flexão da alvenaria simples e a resistência à compressão da argamassa e das unidades de alvenaria ou de outras propriedades deste último componente (por exemplo normas de outros países, nomeadamente a BS 5628-1:1978 [95]).

4.4.2.4 Relação tensões *versus* extensões

Para efeitos de dimensionamento, pode admitir-se que o diagrama da relação tensões *versus* extensões da alvenaria é da forma parábola-rectângulo, tal como representado na Figura 4.3. A extensão máxima permitida, ϵ_{mu} , varia em função do grupo a que pertence a unidade para alvenaria, podendo ter o valor máximo de 0.0035 para as unidades do Grupo 1 e 0.002 para os restantes grupos.

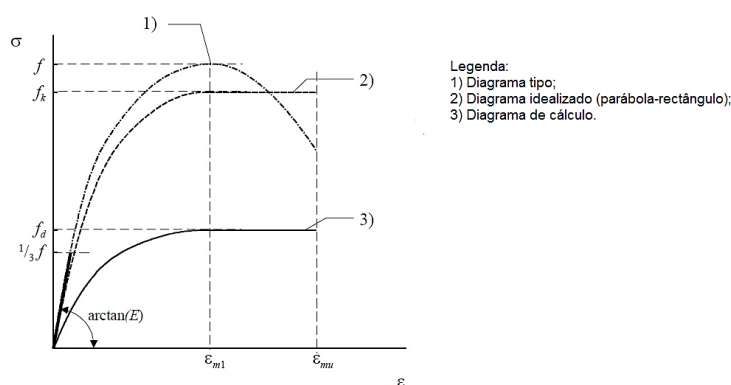


Figura 4.3 - Diagrama tensões *versus* extensões da alvenaria de acordo com o EC6 [1].

4.4.2.5 Módulo de elasticidade e módulo de distorção

O módulo de elasticidade, E , da alvenaria pode ser obtido a partir de ensaios, de acordo com a NP EN 1052-1:2002 [99], sendo o mesmo obtido para um valor de um terço da carga máxima. O EC6 [1] indica, para o caso de não existirem resultados de ensaios disponíveis, que o módulo de elasticidade, E , pode ser admitido igual a $1000f_k$ no caso de estados limites últimos e $600f_k$ no caso de estados limites de utilização. O módulo de elasticidade para acções de longa duração pode ser baseado no valor de curta duração, mas deverá ser reduzido para tomar em consideração os efeitos da fluência. Na ausência de resultados de ensaios, o módulo de distorção, G , pode ser tomado igual a 40% do valor do módulo de elasticidade, E .

Diversas análises teóricas realizadas acerca da determinação do módulo de elasticidade da alvenaria revelaram que para qualquer tamanho ou forma, na direcção vertical, o módulo de elasticidade, E_{wy} , é dado pela expressão seguinte [104]:

$$\frac{1}{E_{wy}} = \frac{b_y C}{H} \left[\frac{A_w}{E_{by} A_b + E_m A_m} \right] + \frac{m_y (C + 1)}{H} \cdot \frac{1}{E_m} \quad \text{Equação 4.16}$$

Sendo:

- b_y Altura da unidade para alvenaria;
- C Número de fiadas;

- H Altura da parede;
- A_w Área da secção transversal da alvenaria;
- A_b Área da secção transversal da unidade para alvenaria;
- A_m Área da secção transversal da junta de argamassa;
- E_{by} Módulo de elasticidade da unidade para alvenaria;
- E_m Módulo de elasticidade da argamassa;
- m_y Espessura das juntas de assentamento.

Desprezado o termo $E_m A_m$, devido à área da secção transversal das juntas de argamassa ser muito inferior à área correspondente das unidades e de geralmente $E_m < E_{by}$, resulta a Equação 4.17, mediante a consideração das dimensões correntes das juntas de assentamento e das unidades para alvenaria.

$$\frac{1}{E_{wy}} = \frac{0.86}{E_{by}} + \frac{0.14}{E_m} \quad \text{Equação 4.17}$$

A equação denuncia que o módulo de elasticidade é pouco afectado pelo tamanho ou pela forma das unidades, isto é, é independente da sua geometria. Contudo sobrestima o valor do módulo de elasticidade, pois a rápida absorção de água pelas unidades a partir da argamassa provoca zonas frágeis no interface da unidade com a argamassa. Assim para ter em conta este fenómeno é proposta a equação seguinte [104].

$$\frac{1}{E_{wy}} = \frac{0.86}{E_{by}} + \frac{0.14}{\lambda_e E_m} \quad \text{Equação 4.18}$$

Na Equação 4.18, λ_e é um coeficiente de redução do módulo de elasticidade da argamassa que depende da absorção de água da unidade para alvenaria, w_a , expressa em percentagem, sendo obtido pela equação seguinte:

$$\lambda_e = \frac{1 - 0.007w_a}{1 + 0.115w_a} \quad \text{Equação 4.19}$$

Existe uma relação empírica entre os módulos de elasticidade e as tensões de rotura à compressão das unidades e da argamassa, pelo que a Equação 4.18 pode ser expressa da seguinte forma:

$$\frac{1}{E_{wy}} = \frac{2.15}{f_{by}} + \frac{0.175}{\lambda_e f_m} \quad \text{Equação 4.20}$$

Sendo:

- f_{by} Resistência à compressão das unidades para alvenaria;
- f_m Resistência à compressão da argamassa.

Pretendendo conhecer o módulo de elasticidade, E_{wy} , considerando uma argamassa com uma idade inferior a 28 dias, a Tabela 4.17 fornece os coeficientes aplicáveis [104].

Tabela 4.17 - Relação entre a resistência à compressão das argamassas de idade, t , versus 28 dias.

IDADE (Dias)	1	3	7	14	28
Relação f_t/f_{28}	0.40	0.59	0.72	0.83	1.00

4.4.2.6 Fluência

O movimento das estruturas depende da fluência, da dilatação térmica e da expansão ou retracção provocada pela variação no teor de humidade. Estruturas com diferentes materiais terão comportamento complexos em virtude das propriedades mencionadas traduzirem leis de comportamentos distintos para os diferentes materiais constituintes [105]. A aplicação de um carregamento na alvenaria origina o aparecimento de uma deformação elástica seguida de um aumento da mesma ao longo do tempo. Para uma acção constante de compressão o incremento de deformação elástica ao longo do tempo é definido como fluência. O conhecimento da fluência é de extrema importância no domínio dos estados limites de utilização, nomeadamente na determinação da deformação a longo prazo [105].

A BS 5628-3:2001 [106] recomenda determinados valores para a fluência específica a tempo infinito. Considera que a fluência vertical resultado de um carregamento unitário aplicado perpendicularmente às juntas de assentamento, atinge 1.5 vezes o valor da extensão elástica específica, e_{wy} , sendo esta última calculada a partir da resistência característica à compressão da alvenaria:

$$e_{wy} = \frac{1}{E_{wy} 10^3} = \frac{1}{0.9 f_k 10^3} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.21}$$

Sendo:

- E_{wy} Módulo de elasticidade da alvenaria (kN/mm^2);
- f_k Resistência característica à compressão da alvenaria (N/mm^2).

A fluência característica última, $C_{wy\infty}$, é dada pela expressão:

$$C_{wy\infty} = 1.5 \cdot \left[\frac{1}{0.9 f_k 10^3} \right] \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.22}$$

Assim a extensão total, $J_{wy\infty}$, será determinada pela seguinte equação:

$$J_{wy\infty} = e_{wy} + C_{wy\infty} = \frac{2.5}{0.9 f_k 10^3} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.23}$$

Uma metodologia similar é preconizada pelo EC6 [1] que indica valores para esta propriedade, em função do tipo de unidade para alvenaria utilizado. O coeficiente de fluência a tempo infinito, ϕ_∞ , para as alvenarias constituídas por unidades de tijolo varia entre 0.5 e 1.5, sendo 1 o valor de cálculo aconselhado, diferente do preconizado pela BS 5628-3:2001 [106].

O valor da extensão elástica específica, e_{wy} , será dado pela seguinte expressão:

$$e_{wy} = \frac{1}{E_{wy} 10^3} = \frac{1}{0.35 f_{by}^{0.7} f_m^{0.3} 10^3} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.24}$$

Sendo:

- E_{wy} Módulo de elasticidade da alvenaria (N/mm^2);
- f_{by} Resistência à compressão das unidades para alvenaria (N/mm^2);
- f_m Resistência à compressão da argamassa (N/mm^2).

A fluência característica última, $C_{wy\infty}$, é dada pela expressão:

$$C_{wy\infty} = 1.0 \left[\frac{1}{0.35 f_{by}^{0.7} f_m^{0.3} 10^3} \right] \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.25}$$

Assim a extensão total, $J_{wy\infty}$, será determinada pela seguinte equação:

$$J_{wy\infty} = e_{wy} + C_{wy\infty} = \frac{2.0}{0.35 f_{by}^{0.7} f_m^{0.3} 10^3} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.26}$$

Uma abordagem diferente para a determinação da fluência foi desenvolvida por Brooks [105]. A Equação 4.17 foi adaptada para prever a fluência da alvenaria a partir do conhecimento da fluência da argamassa e das unidades para alvenaria. O procedimento consistiu em tratar o módulo de elasticidade como um módulo de elasticidade efectivo, E'_{wy} , que permite o aumento da extensão com o tempo decorrente dos fenómenos de fluência, a saber:

$$\frac{1}{E'_{wy}} = \frac{0.86}{E'_{by}} + \frac{0.14}{E'_m} \quad \text{Equação 4.27}$$

O módulo de elasticidade efectivo da alvenaria, E'_{wy} , é dado pela Equação 4.28, sendo, C_{wy} , a fluência específica ou a fluência por unidade de tensão da alvenaria.

$$\frac{1}{E'_{wy}} = \frac{1}{E_{wy}} + C_{wy} \quad \text{Equação 4.28}$$

Da mesma forma o módulo de elasticidade efectivo das unidades, E'_{by} , é dado pela Equação 4.29, onde, C_{by} , é a fluência específica das unidades para alvenaria.

$$\frac{1}{E'_{by}} = \frac{1}{E_{by}} + C_{by} \quad \text{Equação 4.29}$$

Por último e seguindo o mesmo padrão das expressões anteriores, o módulo de elasticidade efectivo da argamassa, E'_m , será dado pela Equação 4.30, sendo, C_m , a fluência específica da argamassa.

$$\frac{1}{E'_m} = \frac{1}{E_m} + C_m \quad \text{Equação 4.30}$$

Da Equação 4.20 resulta para a extensão elástica específica, e_{wy} , o valor dado pela Equação 4.31, onde λ_e é obtido pela resolução da Equação 4.19.

$$e_{wy} = \frac{1}{E_{wy} 10^3} = \left[\frac{2.15}{f_{by}} + \frac{0.175}{\lambda_e f_m} \right] 10^{-3} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.31}$$

A fluência específica da alvenaria, C_{wy} , para qualquer tempo, t , será dada pela expressão seguinte:

$$C_{wy} = 0.86 C_{by} + 0.14 \lambda_c C_m \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.32}$$

Com a Equação 4.33 é possível determinar a fluência específica das unidades para alvenaria, C_{by} , para qualquer tempo, t .

$$C_{by} = \frac{(1700 - 7f_{by})t}{5560 - f_{by}(22.9 - t)} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.33}$$

A partir da Equação 4.34 é possível obter a fluência específica da argamassa, C_m , para qualquer tempo, t .

$$C_m = \left(\frac{1530}{f_m}\right)^{1.36} \left[\frac{1.33 - 0.005RH}{6.24 \left(\frac{V}{S}\right)^{0.5} + t} \right] t \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.34}$$

Sendo:

- RH Humidade relativa referida às condições de armazenamento;
- V Volume da alvenaria;
- S Superfície da alvenaria.

Na Equação 4.32, λ_c é um coeficiente que depende da absorção de água da unidade para alvenaria, w_a , expressa em percentagem, sendo obtido pela equação seguinte:

$$\lambda_c = \frac{1 - 0.03w_a}{1 + 0.195w_a} \quad \text{Equação 4.35}$$

A extensão total, J_{wy} , para qualquer tempo, t , será determinada pela equação seguinte que resulta da soma da Equação 4.31 com a Equação 4.32:

$$J_{wy} = e_{wy} + C_{wy} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.36}$$

Para estimar o valor da fluência a longo prazo, $J_{wy\infty}$, as equações anteriores reduzem-se às equações seguintes:

$$C_{wy\infty} = 0.86C_{by\infty} + 0.14\lambda_c C_{m\infty} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.37}$$

$$C_{by\infty} = \frac{1700}{f_{by}} - 7 \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.38}$$

$$C_{m\infty} = \left(\frac{1530}{f_m}\right)^{1.36} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.39}$$

A extensão total, $J_{wy\infty}$, será determinada pela equação seguinte que resulta da soma da Equação 4.31 com a Equação 4.37:

$$J_{wy\infty} = e_{wy} + C_{wy\infty} \quad 10^{-6} \text{ por } N/mm^2 \quad \text{Equação 4.40}$$

4.4.2.7 Expansão ou retracção provocada pela variação no teor de humidade

Na ausência de resultados de ensaios, o EC6 [1] indica valores para esta propriedade, em função do tipo de unidade para alvenaria utilizado. Para as alvenarias constituídas por unidades de tijolo, da análise dos resultados apresentados, salienta-se uma grande amplitude de resultados, a variação de comprimento provocado pela variação no teor de humidade que tanto provocará fenómenos relacionados com a expansão como com a retracção.

4.4.2.8 Dilatação térmica

O EC6 [1] indica valores para esta propriedade, em função do tipo de unidade para alvenaria utilizado. Para as unidades para alvenaria de tijolo o coeficiente de dilatação térmica, α_t , varia entre 4 a 8 ($10^{-6}/K$).

4.4.3 Normalização

Na Tabela 4.18 é apresentada a situação normativa do CEN/TC 125 para paredes de alvenaria.

Tabela 4.18 - Situação normativa do CEN/TC 125 para paredes de alvenaria.

PAREDES DE ALVENARIA	
NP EN 1052-1:2002	Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão
NP EN 1052-2:2002	Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão
NP EN 1052-3:2005	Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte
NP EN 1052-4:2002	Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 4: Determinação da resistência ao corte de alvenarias com membrana de corte de capilaridade
EN 1745:2000	Masonry and masonry products - Methods for determining design thermal values

4.5 Conclusões do capítulo

Neste capítulo foi feita uma resenha dos principais parâmetros mecânicos com interesse para o âmbito deste trabalho. Alguns desses parâmetros foram alvo de formulação teórica com origem em países cujos processos construtivos e materiais têm características mecânicas diferentes dos correntemente aplicados em Portugal, tornando-se necessário verificar a sua aplicabilidade nacional. Contudo, relativamente às argamassas é possível concluir que a resistência à compressão de uma argamassa, para o mesmo tipo e quantidade de ligante, depende da granulometria do agregado e da quantidade de água, assim como, mediante a consideração de diversos parâmetros, podem-se estabelecer várias formulações empíricas que permitem determinar a resistência à compressão de uma argamassa. Por outro lado, a resistência à compressão de uma alvenaria, pela análise das diferentes formulações apresentadas, depende da resistência à compressão da argamassa e da resistência à compressão das unidades para alvenaria, sendo a resistência à compressão da argamassa aquela que menos influencia a resistência final da alvenaria. Por fim, o módulo de elasticidade de uma alvenaria não é influenciado pela geometria da unidade para alvenaria, dependendo do módulo de elasticidade da argamassa de assentamento e do módulo de elasticidade das unidades para alvenaria, bem como, de um parâmetro de redução do módulo de elasticidade da argamassa que depende da absorção de água da unidade para alvenaria

5 CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS EDIFÍCIOS ALVO DO ESTUDO

Terminada a apresentação do estado do conhecimento relativo ao comportamento das estruturas reticuladas com paredes de preenchimento em alvenaria quando sujeitas à acção dos sismos, será realizada neste capítulo uma breve caracterização do parque habitacional português, com enfoque na tipologia da envolvente e da estrutura, de forma a ser possível definir os edifícios alvo do estudo.

Além da caracterização do tipo de edifícios que interessam à presente investigação, serão apresentados os modelos decorrentes da caracterização efectuada, que irão ser objecto de estudo experimental.

5.1 Caracterização do parque habitacional português

Seguindo um critério cronológico, subjacente necessariamente a uma caracterização construtiva, o parque habitacional português pode ser classificado de acordo com o apresentado na Tabela 2.3, onde os edifícios são divididos em dois grandes grupos: os edifícios antigos de alvenaria e construção tradicional; e os edifícios posteriores ao advento do betão armado, isto é, os edifícios construídos depois de 1930.

De acordo com a classificação da referida tabela, nos edifícios antigos de alvenaria estão incluídos: os edifícios antigos de construção tradicional, designados pela sigla ATAPS; e os edifícios de alvenaria sem placa, designados pela sigla ASP. O primeiro subgrupo representa os edifícios de cariz rural, com a construção realizada em adobe, taipa ou pedra solta, enquanto o segundo subgrupo engloba os edifícios de alvenaria de cariz urbano, onde os pavimentos são realizados em madeira, que devido ao termo “placa” estar associado a laje em betão armado ou similar receberam a designação de “alvenaria sem placa”. Os edifícios posteriores ao advento do betão armado encontram-se também divididos em dois subgrupos: os edifícios de alvenaria com placa, designados pela sigla ACP; e os edifícios com a estrutura resistente totalmente construído em betão armado, designados pela sigla BA. O primeiro subgrupo engloba os edifícios de alvenaria com elementos de betão, construídos depois de 1930, que receberam a designação “com placa”, enquanto o segundo subgrupo engloba os edifícios de betão armado construídos após 1940, que podem ainda ser divididos da seguinte forma: os edifícios anteriores à regulamentação anti-sísmica, construídos entre 1940 e 1958; os edifícios posteriores ao RSCCS [7] e anteriores ao RSA [5], construídos entre 1958 e 1985; e os edifícios posteriores ao RSA [5], construídos entre 1985 e a actualidade.

Esta investigação incide sobre a envolvente dos edifícios de betão armado construídos entre o período de 1987 e 2007. Os dados disponíveis dos Censos com interesse para o trabalho, referem-se ao período compreendido entre 1985 e 2001. Na Tabela 5.1 encontram-se apresentados os dados disponíveis acerca da distribuição das soluções construtivas dos edifícios pelos diferentes períodos. Refira-se, no entanto que a apresentação das soluções construtivas sofreu alterações face à classificação apresentada na Tabela 2.3, que como foi dito se baseava num critério cronológico. Assim, a distribuição das soluções construtivas apresentadas na Tabela 5.1 assenta em três grupos principais: edifícios com a estrutura resistente totalmente construída em betão armado, BA; edifícios com a estrutura resistente em alvenaria, designados por ALVENARIA; e edifícios cuja estrutura resistente passa por soluções diferentes das anteriores, designados por OUTROS. São também apresentados na referida tabela três subgrupos dos edifícios em alvenaria: os edifícios antigos de construção tradicional, ATAPS; os edifícios de alvenaria sem placa, ASP; e os edifícios de alvenaria com placa, ACP,

que apesar de apresentarem uma estrutura resistente em alvenaria, os pavimentos são executados em betão armado.

Tabela 5.1 - Distribuição das soluções construtivas dos edifícios pelos diferentes períodos (Adaptado de [18]).

PERÍODO	BA	ALVENARIA				OUTROS
		TOTAL	ACP	ATAPS	ASP	
Antes de 1910	0	238627	62	113785	124780	1901
1919 - 1945	23877	299897	72023	136214	91660	1620
1946 - 1960	56538	280795	114894	113404	52497	1250
1961 - 1970	116129	262013	173024	67616	21373	1228
1971 - 1980	196869	331607	275517	42041	14049	3651
1981 - 1985	138877	197805	174002	16776	7027	1323
1986 - 1990	120534	152480	135109	11271	6100	756
1991 - 1995	114893	146956	128953	10775	7228	841
1996 - 2001	141635	164795	144305	11088	9402	762
Subtotal	909352	2074975	1217889	522970	334116	13332
TOTAL			2997659			

A Figura 5.1 ilustra de forma mais explícita a tabela anterior, onde é possível observar a evolução, ao longo dos períodos em análise, do número de edifícios de betão armado face aos edifícios de alvenaria, sendo estes últimos a partir dos anos sessenta do século, construídos predominantemente com pavimentos de betão armado ou similar.

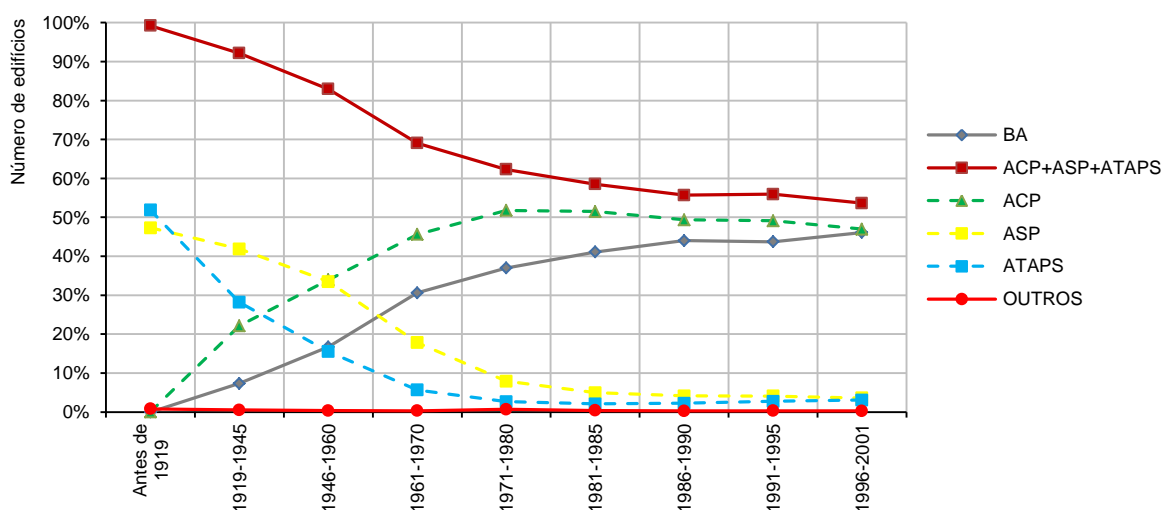


Figura 5.1 - Distribuição percentual das soluções construtivas pelos diferentes períodos (Adaptado de [18]).

Na Figura 5.2 sintetizam-se os dados disponíveis acerca das edificações e dos alojamentos realizados no período em estudo, sendo apresentado na Figura 5.2 a) um gráfico com a distribuição percentual dos edifícios construídos em função da solução construtiva adoptada e na Figura 5.2 b) um gráfico com a distribuição percentual dos alojamentos construídos, considerando o tipo de estrutura do edifício no qual estão integrados. De acordo com os valores apresentados constata-se que os edifícios de alvenaria foram aqueles que foram construídos em maior número, embora entre 1986 e 2001 se tenha verificado um decréscimo da sua construção, face ao aumento verificado na construção dos edifícios de betão armado, BA. Contudo, nesse mesmo período, pela análise da evolução dos alojamentos construídos por

tipo de estrutura, verifica-se que os edifícios de betão armado, BA, são aqueles que integram maior número de alojamentos e consequentemente maior número de ocupantes, isto é, nos 377072 edifícios de betão armado construídos entre 1986 e 2001, da totalidade de 4832537 alojamentos existentes, 1017774 alojamentos pertenciam a edifícios com estrutura em betão armado construídos no período em estudo, correspondendo a cerca 21% da totalidade da população nacional [18].

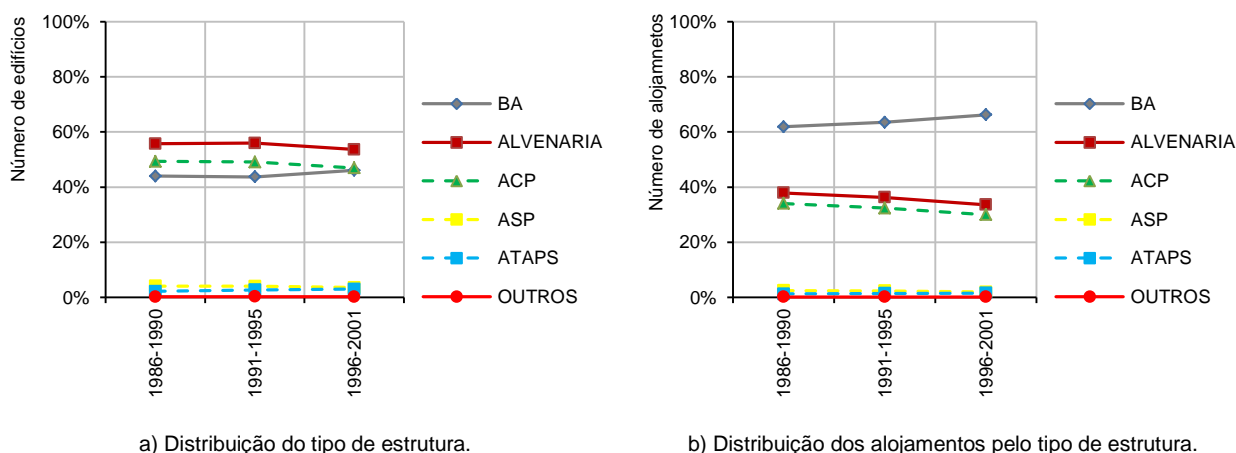


Figura 5.2 - Período do âmbito do estudo (Adaptado de [18]).

No período em estudo os edifícios com estrutura de betão armado apresentavam uma distribuição pelo número de pavimentos de acordo com o apresentado na Tabela 5.2 e explicitado pela Figura 5.3. Pela análise destes dois elementos é possível constatar que a cêrcea dominante é a de dois pisos. Comparando o número de edifícios construídos com dois pavimentos com o conjunto de edifícios construídos com um número superior de pavimentos, regista-se um decréscimo desse número para cêrceas mais elevadas, fruto dos coeficientes de construção impostos pelos planos directores municipais, que entretanto começaram a vigorar nos diferentes concelhos do país. Importa, também, salientar o reduzido número de edifícios construídos neste período com cêrceas elevadas, nomeadamente, os relativos a cêrceas com mais de quinze pisos, onde a sua construção se cifrou apenas em 329 edifícios.

Tabela 5.2 - Distribuição do número de pavimentos nos edifícios de betão armado (Adaptado de [18]).

PERÍODO	EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO: NÚMERO DE PAVIMENTOS						
	1	2	3	4	5 a 7	8 a 15	Mais de 15
1986 - 1990	31371	55185	17939	6386	6988	2574	91
1991 - 1995	28049	50913	18367	6458	7963	3053	90
1996 - 2001	31206	61761	24548	9107	11050	3815	148
Subtotal	90626	167859	60854	21951	26001	9442	329
TOTAL	377062						

Relativamente à localização geográfica dos edifícios com interesse para este estudo, assim como, aos inerentes alojamentos e ocupantes, verifica-se que a maior densidade se situa nas principais cidades do país, bem como, em toda a faixa costeira a norte do Cabo Espichel e no litoral Algarvio, destacando-se as zonas da Grande Lisboa e do Grande Porto. Por outro lado, o Alentejo e algumas regiões adjacentes, como a Beira Interior Sul, a Lezíria do Tejo e o Nordeste Algarvio, são as regiões onde se verifica a menor densidade deste tipo de edifícios [18].

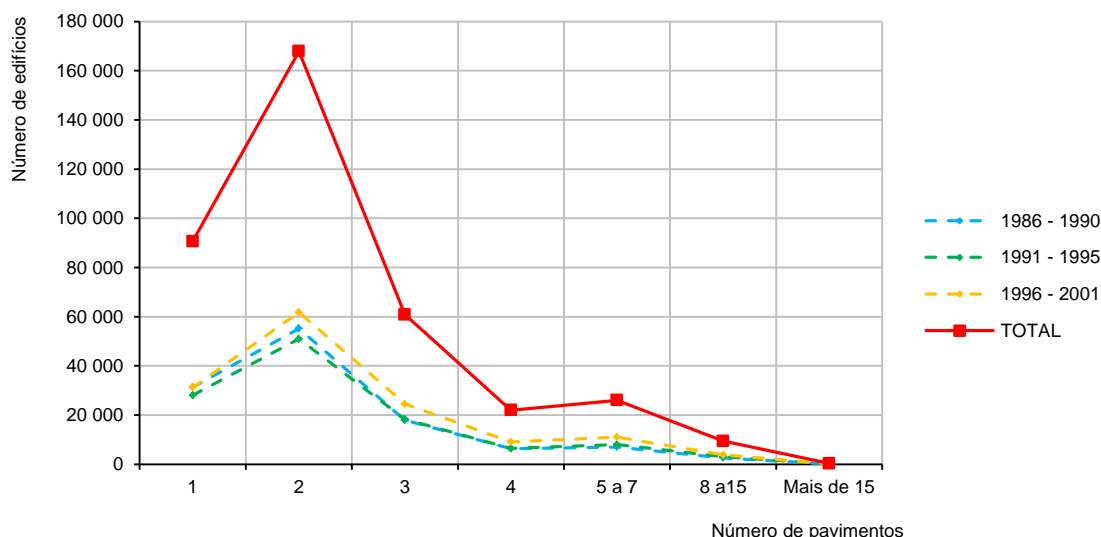


Figura 5.3 - Distribuição do número de pavimentos nos edifícios de betão armado no período do estudo (Adaptado de [18]).

Em resumo, pode-se concluir com base nos elementos disponíveis dos Censos referentes ao período compreendido entre 1985 e 2001, que os edifícios com estrutura de betão armado posteriores ao RSA [5], construídos entre 1985 e a actualidade, representam cerca de 13% da totalidade dos edifícios existentes e cerca de 21% dos alojamentos existentes, correspondendo a uma ocupação de cerca de 21% da população portuguesa. A cêrcea dominante é de dois pisos e a sua maior densidade situa-se nas zonas da Grande Lisboa e do Grande Porto.

5.2 Caracterização da tipologia da envolvente e da estrutura dos edifícios

Para caracterizar a envolvente e a estrutura dos edifícios foi considerada uma amostra de vinte e quatro edifícios, pertencentes às zonas da Grande Lisboa e do Grande Porto, recolhida aleatoriamente de um conjunto de projectos realizados por diversos escritórios de arquitectura e de engenharia. Do conjunto de edifícios constituintes da amostra foram recolhidas e sistematizadas informações acerca das soluções construtivas e relações geométricas das envolventes, assim como, as estruturas usadas e respectivos materiais constituintes. O modelo da ficha usada na recolha de dados encontra-se apresentado em anexo, na Figura A 1 da secção A.1.

5.2.1 Envolvente

No que concerne à envolvente dos edifícios, este trabalho centrou-se essencialmente na caracterização das principais soluções construtivas usadas, nomeadamente, quanto ao recurso de paredes simples ou de paredes duplas de alvenaria, recorrendo ou não, neste último caso, a forras em tijolo cerâmico, para correcção de pontes térmicas, pelo exterior da estrutura. Foi também inventariado o tipo de revestimento exterior dominante usado na composição da envolvente e o grau de pormenorização do projecto. Além da caracterização construtiva da envolvente, foram realizadas diversas medições relativas às principais características geométricas, com especial enfoque nas áreas totais de envolvente e de aberturas. Relativamente aos diferentes tramos das envolventes, essa recolha de dados incidiu sobre a altura, vão médio e vão máximo.

A evolução das soluções construtivas da envolvente no período em estudo, recolhida da amostra considerada, pode ser observada no gráfico da Figura 5.4. Da análise do referido gráfico constata-se que no período compreendido entre 1987 e 1992 prevalecia a utilização da solução de parede dupla sem qualquer tipo de forra térmica de alvenaria envolvendo a estrutura, existindo um número reduzido de edifícios que recorriam ainda a soluções de parede simples, na grande maioria das situações sem qualquer tipo de isolamento térmico, sendo o recurso à parede dupla com forra térmica residual. Nos períodos seguintes, mercê da evolução dos requisitos térmicos impostos pela legislação nacional, verifica-se um decréscimo das soluções tradicionais de parede dupla em detrimento, numa fase inicial, das paredes duplas com forras de alvenaria para corrigir situações de pontes térmicas num esforço de melhoria do desempenho térmico dos edifícios e posteriormente das soluções de parede simples associadas à colocação de isolamento térmico pelo exterior.

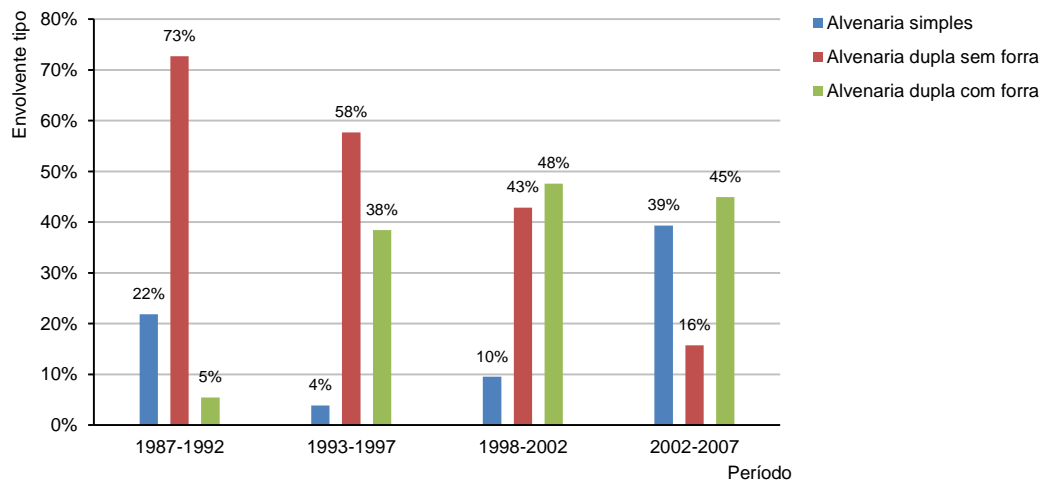


Figura 5.4 - Caracterização construtiva da envolvente.

Do conjunto dos dados geométricos recolhidos acerca da envolvente, destacam-se os referentes à percentagem de aberturas na fachada dos edifícios e os relativos às dimensões dos tramos das envoltantes, cujos resultados se encontram patenteados na Figura 5.5, tendo sido excluídas desta análise as empenas cegas.

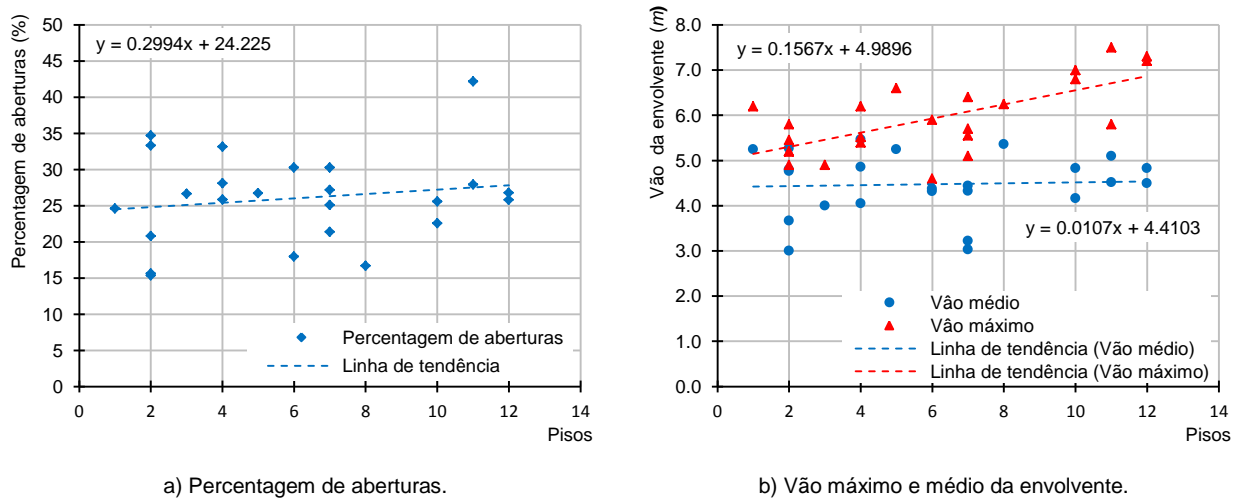


Figura 5.5 - Caracterização geométrica da envolvente.

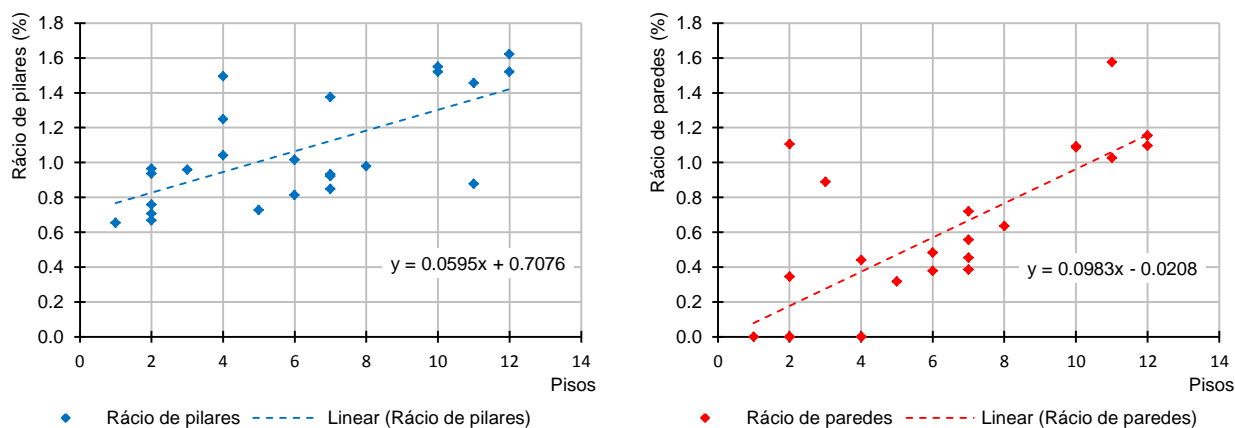
Pela análise da Figura 5.5 a) pode observar-se um pequeno incremento da percentagem de aberturas em função do aumento da altura dos edifícios. Verifica-se, que de uma maneira geral a percentagem de aberturas é relativamente uniforme, estando situada entre os 15% e 35%, com um valor médio de 26%. No entanto foi possível encontrarem-se algumas situações que escapam a este padrão motivadas por alguns desenhos arquitectónicos mais arrojados.

Relativamente aos diferentes tramos das envolventes, na Figura 5.5 b) pode avaliar-se a evolução dos valores referentes ao vão médio e máximo da envolvente em função do número de pisos. Verifica-se, que para os edifícios estudados, o vão médio é de cerca 4.5 m, mantendo-se praticamente constante à medida que aumenta o número de pisos. O vão máximo apresentou um valor médio de 5.9 m, apresentado um crescimento de cerca de 0.16 m por piso com o número de pisos, isto é, variando entre os 5.0 m no caso dos edifícios de um piso e os 7.0 m no caso dos edifícios de doze pisos. Por fim regista-se que a altura média da envolvente encontrada entre pisos foi de 2.85 m.

5.2.2 Estrutura

No que respeita à estrutura dos edifícios, a recolha de dados efectuada, incidiu essencialmente na caracterização das soluções estruturais e nos materiais adoptados. Foram também inventariadas as principais acções usadas no dimensionamento dos edifícios, nomeadamente no que se refere à consideração da acção sísmica, assim como, os valores mais significativos referentes às acções verticais. Além da caracterização da solução estrutural, foram realizadas diversas medições relativas às principais características geométricas dos elementos estruturais, com especial enfoque nos vãos médios das vigas e pilares, assim como, nos rácios das áreas totais das secções de pilares e paredes face à área de implantação dos edifícios.

Um dos principais aspectos que se procurou identificar nas plantas estruturais, foi o arranjo estrutural dos elementos verticais, assim como, a evolução das respectivas secções face ao aumento do número de pisos dos edifícios, como pode ser observado na Figura 5.6.



a) Rácio da área de pilares.

b) Rácio da área de paredes.

Figura 5.6 - Caracterização geométrica dos elementos verticais da estrutura.

Pela análise do gráfico correspondente, tal como expectável, constata-se que à medida que aumenta o número de pisos, o rácio da área de pilares pela área de implantação do edifício aumenta também, atingindo um máximo de 1.6% no caso dos edifícios de doze pisos. Os valores mínimos verificam-se nos edifícios de menor cêrcea, sendo de 0.65% no caso dos

edifícios de um piso. No que respeita ao rácio da área de paredes pela área de implantação do edifício, pela análise do respectivo gráfico, verifica-se a mesma tendência observada relativamente aos pilares, isto é, o aumento do rácio à medida que o número de pisos aumenta, tendo atingido rácios de cerca de 1.2% nos edifícios de maior cêrcea. Esta circunstância é facilmente explicada pela necessidade da colocação de elementos de grande rigidez que consigam absorver as acções horizontais devidas ao vento e sismo, o que explica em certa medida a inexistência de paredes em alguns edifícios da amostra.

No que concerne aos vãos médios de lajes e de vigas, os resultados recolhidos encontram-se apresentados na Figura 5.7. Embora os dados recolhidos se refiram à globalidade da amostra, não sendo agrupados pelo tipo de estrutura considerado, podemos concluir que os vãos desses elementos estruturais horizontais aumentam de forma ligeira à medida que a cêrcea dos edifícios aumenta, sendo esse incremento mais acentuado para o vão médio das vigas. Os vãos médios encontrados foram de 4.7 m e 5.1 m, respectivamente, para as vigas e para as lajes.

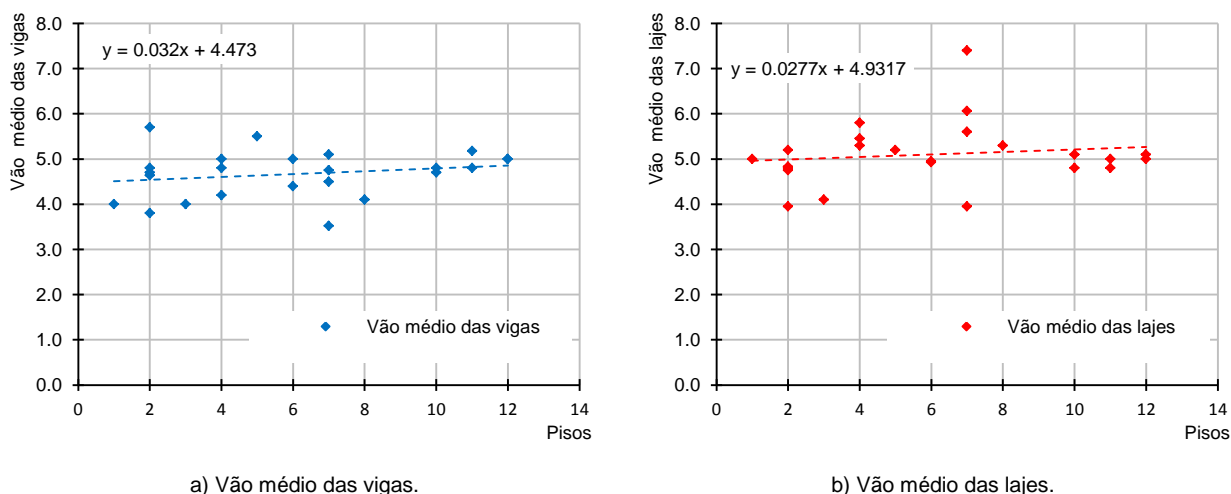


Figura 5.7 - Caracterização geométrica dos elementos horizontais da estrutura.

O tipo de estrutura com maior expressão encontrada na recolha efectuada foi a reticulada, constituída por pórticos de betão armado sobre os quais descarregam lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas ou lajes maciças de betão armado, sendo os materiais mais usados o betão da classe C20/25 e o aço da classe A400NR. Por fim, relativamente às acções consideradas, verifica-se que em todos os edifícios da amostra, independentemente da sua localização, foi considerada a acção sísmica no dimensionamento da respectiva estrutura, sendo também constatado, um aumento significativo ao longo do tempo, da parcela da acção vertical referente ao peso próprio dos revestimentos e das paredes divisórias, mercê sobretudo da necessidade de incorporar um número crescente de infraestruturas e dar resposta a requisitos de ordem acústica.

Em resumo, os edifícios construídos nos últimos anos em Portugal caracterizam-se por serem dotados por uma envolvente, constituída por paredes duplas de alvenaria preenchendo os vãos dos pórticos, sendo as estruturas reticuladas em betão armado, onde as acções horizontais, nos edifícios de cêrcea elevada, são absorvidas por núcleos rígidos, constituídos pelas caixas de escadas e de elevadores.

5.3 Definição dos edifícios alvo

Do estudo apresentado no subcapítulo anterior, verifica-se que os edifícios de betão armado representam o maior número de alojamentos construídos em Portugal no período a que se refere este trabalho, pelo que serão esses os edifícios alvo. Não sendo possível estudar todo o tipo de estruturas, de envolvente e de cércea, foi escolhido um tipo de edifício com uma cércea de dois pisos, caracterizado por uma estrutura reticulada com os pavimentos em laje maciça de betão armado, cuja envolvente é constituída por paredes duplas em alvenaria de tijolo preenchendo os vãos dos pórticos. Este edifício tipo terá como regras de dimensionamento as definidas de acordo com a legislação nacional vigente nesse período, isto é, o RSA [5] e o REBAP [6]. As razões desta escolha assentam sobretudo na pesquisa efectuada, assim como, na simplicidade subjacente a este tipo de edifícios para levar a cabo a presente investigação.

Ficaria este estudo incompleto, se para além de procurar analisar o construído, não procurasse avaliar as novas soluções, que vão sendo implementadas para as envolventes, assim como, da utilização dos novos regulamentos europeus. Assim com base no estado da arte apresentado, nomeadamente nos trabalhos levados a efeito por Calvi *et al.* [65, 66], são apresentadas duas soluções construtivas para a envolvente em alvenaria de tijolo recorrendo a um único pano de alvenaria: uma com a junta de assentamento armada e a outra com reboco armado em ambas as faces. Estas soluções construtivas foram, também, apresentadas no subcapítulo anterior como a evolução natural da parede dupla para fazer face aos novos requisitos térmicos em Portugal. Estas duas soluções construtivas apresentadas para a envolvente serão aplicadas ao edifício tipo, onde ao nível estrutural também sofrerá modificações devidas à aplicação dos regulamentos europeus de dimensionamento, dando origem deste modo, a dois novos edifícios alvo.

5.3.1 Caracterização geométrica e construtiva dos edifícios alvo

De acordo com o exposto os edifícios alvo serão aqueles que apresentem uma tipologia estrutural e de envolvente representativa do período em estudo e também os edifícios que apresentem soluções para as envolventes que se afigurem mais vantajosas sob o ponto de vista de evolução em termos futuros. Paralelamente a estes condicionalismos, os meios disponíveis para a realização da investigação experimental impuseram condições de índole geométrica (o desenvolvimento em planta e a cércea) relativas à definição dos edifícios alvo, motivadas pelo recurso à mesa sísmica do NESDE (Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas) do LNEC para a realização de ensaios dinâmicos e ao equipamento de ensaio desenvolvido no âmbito deste trabalho para a realização de ensaios estáticos no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Por outro lado importa também frisar que o âmbito do presente trabalho é a avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, pelo que as principais variáveis que se pretendem estudar serão as referentes às diferentes soluções construtivas de envolvente, mantendo fixa a geometria, podendo contudo fazer variar outras variáveis que se afigurem relevantes no estudo.

Neste sentido, foram escolhidos três edifícios alvo, com a mesma geometria como se mostra nas figuras seguintes (Figura 5.8 e Figura 5.9), tendo um desenvolvimento em planta de $5.70 \times 6.45 \text{ m}^2$ e uma cércea de dois pisos com uma altura entre pavimentos de 3.00 m . Geometricamente a estrutura é constituída por lajes maciças com 0.18 m de espessura, que apoiam em vigas com uma secção de $0.23 \times 0.45 \text{ m}^2$, cujas cargas são transmitidas a seis pilares com uma secção de $0.23 \times 0.23 \text{ m}^2$ os quais apoiam num lintel de fundação com uma

secção de $1.05 \times 0.45 \text{ m}^2$, que se irá assumir como infinitamente rígida. Nos alçados Norte, Este e Oeste foram introduzidas aberturas, de acordo com os valores obtidos na pesquisa realizada para o efeito e constante da Figura 5.5 a).



Figura 5.8 - Caracterização geométrica das plantas dos protótipos.

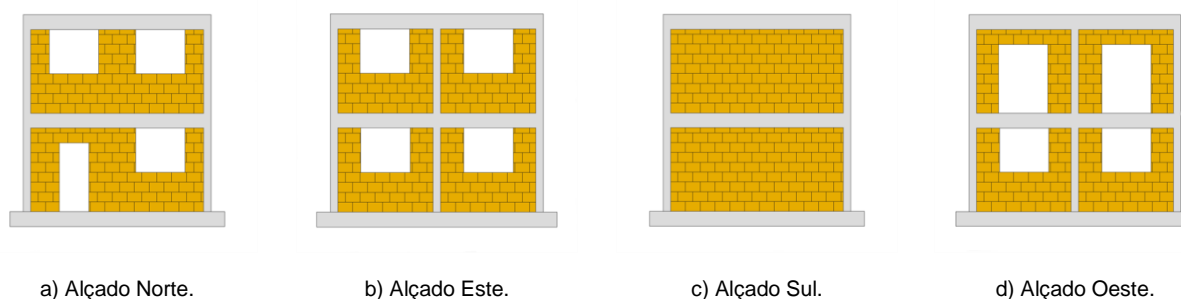


Figura 5.9 - Caracterização geométrica dos alçados dos protótipos.

Mantendo a geometria fixa, as variáveis do estudo são as soluções construtivas da envolvente a adoptar em cada um dos edifícios alvo. Foram também consideradas outras variáveis com interesse para esta pesquisa, relacionando práticas antigas de dimensionamento com recurso ao RSA [5] e REBAP [6], com as práticas actuais recorrendo à normalização europeia, nomeadamente, recorrendo ao EC2 [22] e EC8 [2], e materiais com classes de resistência mais elevadas.

Em resumo, serão estudados três edifícios alvo com as características seguidamente descritas:

- O Edifício 1 representa o património edificado em Portugal desde a década de 80 do século passado. A estrutura de betão será dimensionada seguindo o RSA [5] e o REBAP [6], sendo escolhidos o betão da classe C20/25 e o aço da classe A400NR. A envolvente será executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por dois panos de espessuras diferentes, 11 cm no interior e 15 cm no exterior, separados por uma caixa-de-ar com 2 cm. As faces exteriores das vigas e dos pilares serão revestidas por uma forra em alvenaria de tijolo com 3 cm de espessura. O revestimento da envolvente será realizado com 1.5 cm de reboco pelo exterior e com 1.5 cm de gesso projectado pelo interior;
- O Edifício 2 representa uma possível solução de futuro. A estrutura de betão será dimensionada de acordo com o EC2 [22] e EC8 [2], sendo escolhidos o betão da classe C30/37 e aço da classe A500NR. A envolvente será executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por um pano simples com 22 cm de espessura com armadura nas juntas de assentamento aplicada a cada duas fiadas. A

armadura de junta, em forma de treliça, será ligada aos pilares através da emenda a varões de aço que amarram para o interior dos pilares. O revestimento da envolvente será realizado com 1.5 cm de reboco pelo exterior e com 1.5 cm de gesso projectado pelo interior;

- O Edifício 3 representa uma possível solução de futuro. À excepção da solução preconizada para a envolvente é em tudo idêntico ao edifício anterior. Neste caso a envolvente será executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por um pano simples com 22 cm de espessura, revestido em ambas as faces por reboco armado com 1.5 cm de espessura. A armadura usada será uma malha de aço pregada aos elementos de betão armado.

5.3.1.1 Dimensionamento estrutural dos protótipos

O dimensionamento estrutural dos protótipos foi realizado usando para o efeito um programa comercial, designado por *CYPE* desenvolvido pela empresa espanhola *CYPE Ingenieros, S.A.*, o qual permite a análise e o dimensionamento de estruturas de betão armado. A razão da escolha deste programa prendeu-se sobretudo pela grande divulgação do mesmo junto dos projectistas de estruturas.

Foi considerada uma estrutura reticulada tridimensional, cujo esquema estrutural da fundação e dos diferentes pisos foram apresentados na Figura 5.8. Essa estrutura foi dimensionada nas condições impostas pelos materiais e pelos pesos das soluções construtivas usadas em cada um dos edifícios alvo, resultando dois dimensionamentos distintos: um para o Edifício 1 onde as sobrecargas, a acção sísmica e as combinações de acções foram consideradas na aceção RSA [5]; e outro para os Edifícios 2 e 3 onde as sobrecargas e as combinações de acções foram consideradas de acordo com o EC1 [107] e a definição da acção sísmica de acordo com o EC8 [2].

No dimensionamento foram consideradas acções verticais e acções horizontais. As acções verticais consideradas apresentam-se na Tabela 5.3, sendo referentes: aos pesos próprios por unidade de área de paredes divisórias e revestimentos de pavimentos; aos pesos próprios por unidade de comprimento de paredes exteriores; e às sobrecargas por unidade de área. Nas acções horizontais só foi considerada a acção sísmica, tendo sido excluído, por simplicidade de análise, o efeito do vento. Os dados gerais da acção sísmica usada no dimensionamento das estruturas, segundo cada um dos regulamentos aplicáveis encontram-se apresentados na Tabela 5.4. Os dados relativos à caracterização da localização resultam da pesquisa exposta no início do presente capítulo, sendo os relativos às características do solo arbitrados no sentido de serem os mais próximos das condições que os modelos irão ser sujeitos na mesa sísmica. No que respeita aos coeficientes de comportamento usados o EC8 [2] 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, 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 , que por se tratar de uma estrutura porticada com ductilidade média, de dois pisos e os pórticos com um tramo, o valor do coeficiente de comportamento é de 3.9. O RSA [5] 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 [6], que no presente caso

tem o valor de 2.5. Os restantes dados fornecidos, resultam da aplicação da legislação para a estrutura em estudo e da tomada de opções de dimensionamento ligadas à prática corrente de dimensionamento. Os espectros de resposta considerados para cada acção sísmica de acordo com as normas de dimensionamento consideradas ilustram-se na Figura 5.10.

Tabela 5.3 - Cargas consideradas no dimensionamento dos protótipos.

ACÇÕES FUNDAMENTAIS APLICADAS AOS PROTÓTIPOS		
DESIGNAÇÃO	DESCRIÇÃO	VALOR
Pesos próprios por unidade de área, (kN/m^2)		
Paredes divisórias	Gesso (1.5 cm) + Tijolo (11 cm) + Gesso (1.5 cm)	1.67
Revestimentos Piso 1		1.60
Revestimentos Esteira		1.60
Pesos próprios por unidade de comprimento, (kN/m)		
Parede exterior - Edifício 1	Reboco (1.5 cm) + Tijolo (15 cm) + Tijolo (9.0 cm) + Gesso (1.5 cm)	8.42
Parede exterior - Edifício 2	Reboco (1.5 cm) + Tijolo (22 cm) + Gesso (1.5 cm)	6.75
Parede exterior - Edifício 3	Reboco armado (1.5 cm) + Tijolo (22 cm) + Reboco armado (1.5 cm)	6.75
Sobrecargas por unidade de área, (kN/m^2)		
Piso 1	Habitação	2.00
Esteira	Terraço acessível	1.00

Tabela 5.4 - Dados gerais da acção sísmica usada no dimensionamento dos protótipos e dos modelos.

DESIGNAÇÃO	RSA [5]	EC8 [2]	
Caracterização da localização			
Zona sísmica ou tipo 1 e tipo 2	A	1.3	2.3
Tipo de solo	Rocha Dura	A	
Sistema estrutural			
Coefficiente de comportamento	2.5	3.9	
Classe de ductilidade	Normal	Média	
Coefficiente de importância da obra	n/a	1.00	
Amortecimento	5%	5%	
Parâmetros de cálculo			
Número de modos	6	6	
Fracção de sobrecarga	0.2	0.3	

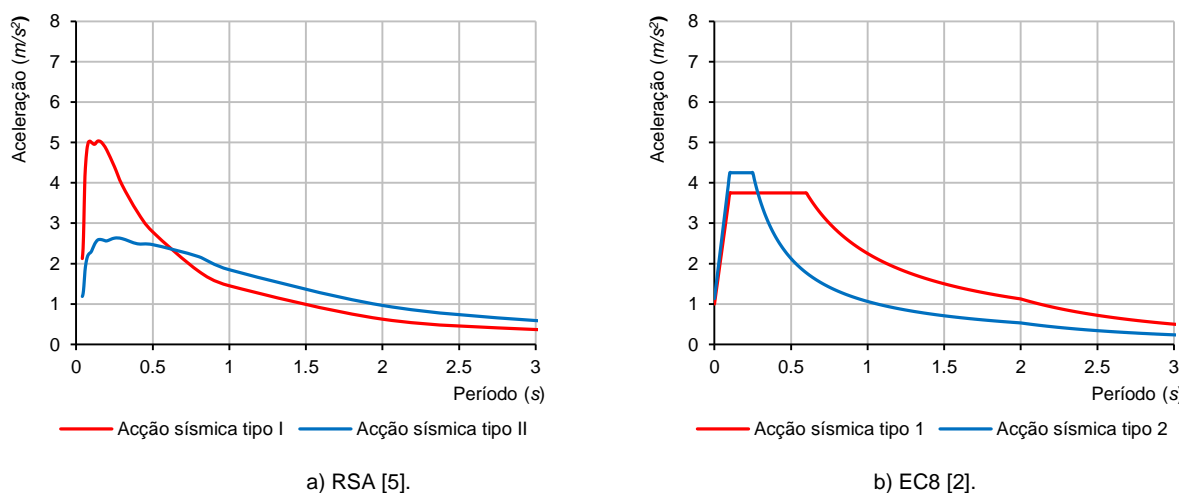


Figura 5.10 - Espectros de resposta usados nos protótipos.

Seguindo a prática corrente de dimensionamento destas estruturas não foram consideradas quaisquer interacções entre as paredes exteriores e a estrutura de betão armado, assim como, a determinação da rigidez dos edifícios foi independente do contributo que as paredes exteriores possam fornecer ao comportamento do edifício. No dimensionamento dos Edifícios 2 e 3, o valor do módulo de elasticidade do betão foi reduzido para metade, tal como preconizado pelo EC8 [2] para a rigidez em secção fendilhadas.

5.3.1.2 Apresentação e discussão dos resultados

Com base nas condições impostas pelos materiais e pelas acções relativas aos pesos das soluções construtivas usadas e regulamentares para cada uma das situações em estudo, foram dimensionadas as estruturas dos edifícios alvo, sendo apresentados os resultados mais relevantes nas tabelas seguintes (Tabela 5.5, Tabela 5.6 e Tabela 5.7), onde: N_{sd} é o esforço axial; V_{sd} é o esforço transverso; M_{sd} é o momento flector; e δ_x , δ_y e δ_z são deslocamentos.

Tabela 5.5 - Combinação sísmica e deslocamentos máximos em pilares dos protótipos.

PILARES	TRAMO	COMBINAÇÃO SÍSMICA			DESLOCAMENTOS MÁXIMOS		
		N_{sd} (kN)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_z (mm)
EDIFÍCIO 1							
P1; P2; P4; P5	Esteira	42.6	19.8	-12.9	20.41	25.87	0.36
	Piso 1	146.5	28.4	-7.9	10.03	12.09	0.33
	Fundações						0.20
P3; P5	Esteira	69.9	21.5	-3.9	20.41	25.79	0.38
	Piso 1	189.3	30.9	-0.9	10.03	12.05	0.32
	Fundações						0.17
EDIFÍCIO 2 E 3							
P1; P2; P4; P5	Esteira	40.1	12.1	-13.2	23.16	34.92	0.43
	Piso 1	133.1	16.3	-8.1	11.29	16.17	0.39
	Fundações						0.24
P3; P5	Esteira	70.6	11.8	-4.0	23.16	34.83	0.40
	Piso 1	191.5	17.1	-0.9	11.29	16.11	0.34
	Fundações						0.17
Observações: Para a combinação sísmica os deslocamentos encontram-se multiplicados pelo coeficiente de comportamento.							

Tabela 5.6 - Esforços máximos das envoltentes de vigas dos protótipos.

DESIGNAÇÃO	PÓRTICO 1 E PÓRTICO 2				PÓRTICO 3 E PÓRTICO 4			
	Apoio P1; P2	Tramo	Apoio P5; P3	Tramo	Apoio P6; P4	Apoio P1; P6	Tramo	Apoio P2; P4
EDIFÍCIO 1 - Envoltente de esforços máximos dos pórticos do Piso 1								
M_{sd} (kN.m)	-55.55	47.20	-57.16	47.20	-55.55	-82.55	81.14	-82.55
V_{sd} (kN)	57.45		100.93		57.45	84.85		84.85
EDIFÍCIO 1 - Envoltente de esforços máximos dos pórticos da Esteira								
M_{sd} (kN.m)	-17.89	14.40	-22.19	14.40	-17.89	-27.44	51.27	-27.44
V_{sd} (kN)	15.31		57.99		15.31	35.59		35.59
EDIFÍCIO 2 E 3 - Envoltente de esforços máximos dos pórticos do Piso 1								
M_{sd} (kN.m)	-28.98	25.94	-40.34	25.94	-28.98	-61.35	81.18	-61.35
V_{sd} (kN)	41.55		104.7		41.55	79.63		79.63
EDIFÍCIO 2 E 3 - Envoltente de esforços máximos dos pórticos da Esteira								
M_{sd} (kN.m)	-7.17	14.35	-21.79	14.35	-7.17	-17.22	51.25	-17.22
V_{sd} (kN)	14.04		57.77		14.04	35.72		35.72

É importante referir que nos dois dimensionamentos efectuados foram introduzidos vários pressupostos diferenciadores com influência nos resultados obtidos, nomeadamente: os coeficientes de combinação das acções; o peso das paredes exteriores; os espectros de resposta; e as classes dos materiais estruturais, impondo distintos módulos de elasticidade com influência na determinação dos períodos de cada um dos modos de vibração, com consequentes repercussões a jusante desta determinação, como é possível verificar na Tabela 5.7, onde a estrutura de menor módulo de elasticidade apresentou os períodos mais elevados.

Tabela 5.7 - Resultados seleccionados da acção sísmica dos protótipos.

MODO	T (s)	COEF. PARTICIPAÇÃO			MASSA		HIPÓTESE X			HIPÓTESE Y		
		L_x	L_y	L_{gz}	M_x (%)	M_y (%)	R	A (m/s^2)	D (mm)	R	A (m/s^2)	D (mm)
EDIFÍCIO 1												
1	0.446	1	0	0	87.92	0.00	2.5	1.180	5.94	2.5	1.180	5.94
2	0.546	0	1	0	0.00	86.36	2.5	0.991	7.47	2.5	0.991	7.47
3	0.332	0	0	1	0.00	0.00	2.5	1.468	4.11	2.5	1.468	4.11
4	0.223	0	1	0	0.00	13.64	2.5	1.820	2.29	2.5	1.820	2.29
5	0.210	1	0	0	12.08	0.00	2.5	1.860	2.08	2.5	1.860	2.08
6	0.159	0	0	1	0.00	0.00	2.5	1.948	1.25	2.5	1.948	1.25
EDIFÍCIO 2 E 3												
1	0.422	1	0	0	87.92	0.00	3.9	0.962	4.34	3.9	0.962	4.34
2	0.517	0	1	0	0.00	86.38	3.9	0.962	6.50	3.9	0.962	6.50
3	0.314	0	0	1	0.00	0.00	3.9	0.962	2.40	3.9	0.962	2.40
4	0.211	0	1	0	0.00	13.62	3.9	1.089	1.08	3.9	1.089	1.08
5	0.199	1	0	0	12.08	0.00	3.9	1.090	0.96	3.9	1.090	0.96
6	0.150	0	0	1	0.00	0.00	3.9	1.090	0.55	3.9	1.090	0.55

Legenda: T é o período de vibração; M_x e M_y são as percentagens de massa deslocada por cada modo em cada direcção da análise; R é a relação entre a aceleração de cálculo usando a ductilidade atribuída à estrutura e a aceleração de cálculo obtida sem ductilidade; A é a aceleração de cálculo, incluindo a ductilidade; e D é o coeficiente do modo, que equivale ao deslocamento máximo do grau de liberdade dinâmico.

Nos resultados obtidos para os dimensionamentos efectuados, apesar de terem sido encontradas algumas diferenças, nomeadamente nos esforços das vigas, estes enquadram-se na mesma gama de valores, isto é, realizando o dimensionamento com a consideração dos esforços condicionantes e comparando as armaduras obtidas para cada uma das secções dos diferentes elementos estruturais não resultarão grandes diferenças entre as soluções estruturais.

Na aceção do EC8 [2] o requisito de limitação de dano da envolvente destes edifícios, associado a verificações de projecto relacionadas com estados limites de utilização, será atingido desde que as deformações globais (deslocamentos laterais) sejam limitadas para níveis aceitáveis, devendo os danos em elementos não estruturais ser limitados de modo a viabilizar a sua reabilitação. O requisito de limitação de danos considera-se satisfeito se os deslocamentos entre pisos forem limitados, através da Equação 2.44 apresentada no subcapítulo 2.5.11.2, o que aplicado ao caso de estudo desta investigação, imporá ao pórtico não preenchido um deslocamento não superior a 45 mm ao qual corresponderá um *drift* de 1.5%. Ora pela análise da Tabela 5.5 verifica-se que no caso da estrutura dos Edifícios 2 e 3 tal *drift* nunca é atingido. Seguindo a mesma linha de verificação para o caso da estrutura do Edifício 1, constata-se igual situação embora neste caso os *drifts* apresentados sejam inferiores.

5.3.2 Definição dos modelos experimentais

Definidos que estão os protótipos dos edifícios alvos, importa nesta fase definir os modelos desses mesmos edifícios para a realização da investigação experimental, face às condicionantes laboratoriais. Neste sentido recorrendo à análise dimensional a partir da definição de leis de semelhança foram estabelecidos modelos à escala 1:1.5 para a realização de ensaios laboratoriais, descrevendo, de forma indirecta, as leis físicas dos fenómenos.

5.3.2.1 Lei de semelhança

Para que um modelo experimental represente o protótipo é necessário que se satisfaçam as semelhanças [108]: de geometria; da relação de tensão *versus* extensão dos materiais; da massa e das forças gravíticas; e das condições iniciais e de fronteira. A semelhança geométrica resulta, geralmente, da aplicação directa dos factores de escala. Esta pode revelar-se difícil de se cumprir rigorosamente em função da complexidade da construção dos elementos a escalas muito reduzidas, como por exemplo, as unidades de alvenaria e os elementos de reforço. A simulação das relações tensão *versus* extensão dos materiais à escala reduzida é complexa, mesmo quando se utilizam exactamente os mesmos materiais no protótipo e no modelo experimental. Escalas muito reduzidas exigem o uso de materiais específicos para o efeito. A semelhança de massa e das forças gravíticas é, geralmente, cumprida com recurso às leis de semelhança de Cauchy e de Froude. O número de Cauchy corresponde à relação entre as forças de inércia e as forças de restituição elástica e o número de Froude relaciona as forças de inércia e as forças gravíticas, representados, respectivamente na Equação 5.1 e Equação 5.2, onde ρ é a massa específica, L é o comprimento, v é a velocidade, E é o módulo de elasticidade e g é a aceleração da gravidade.

$$\frac{\frac{\rho L^3 v^2}{L}}{EL^3} = \frac{\rho v^2}{E} \quad \text{Equação 5.1}$$

$$\frac{\frac{\rho L^3 v^2}{L}}{\rho L^3 g} = \frac{v^2}{Lg} \quad \text{Equação 5.2}$$

A simulação real do comportamento sísmico das estruturas exige o cumprimento das duas leis de semelhança de Cauchy e de Froude. No entanto, quando são utilizadas as mesmas propriedades materiais no protótipo e no modelo, e uma vez que a aceleração de gravidade não pode ser escalada nos ensaios experimentais, a relação entre as forças de inércia e as forças gravíticas implica que a massa do modelo seja o factor de escala, λ , vezes superior à massa do protótipo, como se mostra na Tabela 5.8. O aumento da massa pode ser realizado com recurso a massas adicionais ao nível dos pisos, nas estruturas de betão armado ou com elementos de aço distribuídos no modelo no caso das estruturas de alvenaria.

No que se refere às condições iniciais e de fronteira, geralmente, em ensaios em plataforma sísmica a interacção do solo *versus* estrutura não é simulada. Assim, a ligação entre a mesa sísmica e o modelo experimental não apresenta grandes dificuldades, utilizando-se, geralmente, vigas ou lajes de fundação de betão armado como elemento de interacção. Por fim é importante salientar, que os resultados experimentais apresentados nos capítulos seguintes correspondem aos modelos experimentais à escala reduzida, devendo ser relacionados com o protótipo de acordo com a Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude apresentada na Tabela 5.8, sendo o factor de escala, λ , igual a 1.5.

Tabela 5.8 - Conversão dos parâmetros físicos segundo Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude

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

5.3.2.2 Caracterização geométrica e construtiva

A aplicação da Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude aos protótipos dos edifícios alvo resultou para os modelos a geometria apresentada nas figuras seguintes (Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13), traduzindo-se genericamente na redução da escalas dos edifícios na proporção de 1:1.5. Os modelos ficaram com um desenvolvimento em planta de $3.80 \times 4.30 \text{ m}^2$, mantendo a cêrcea de dois pisos, mas com uma altura entre pavimentos de 2.00 m . Geometricamente a estrutura é constituída por lajes maciças com 0.12 m de espessura, que apoiam em vigas com uma secção de $0.15 \times 0.30 \text{ m}^2$, cujas cargas são transmitidas a seis pilares com uma secção de $0.15 \times 0.15 \text{ m}^2$ os quais apoiam num lintel de fundação com uma secção de $0.70 \times 0.30 \text{ m}^2$.

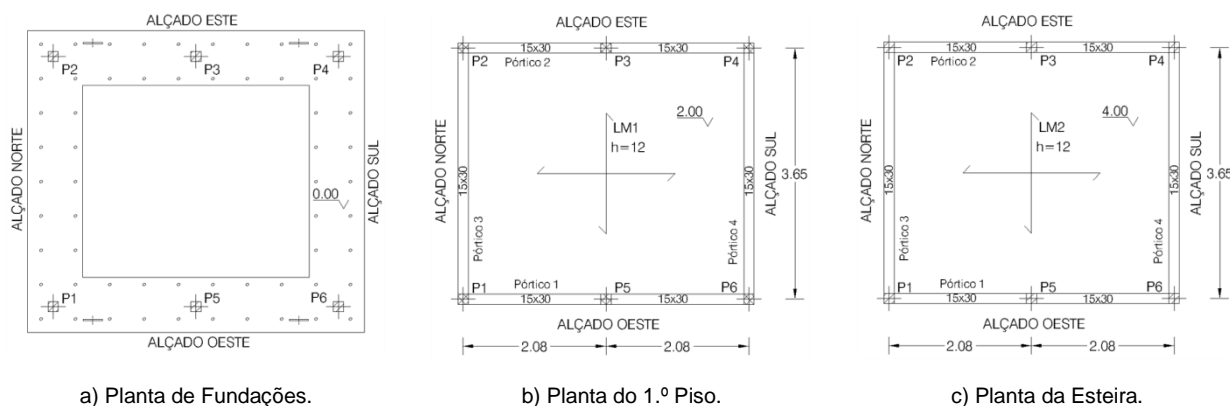


Figura 5.11 - Caracterização geométrica das plantas dos modelos.

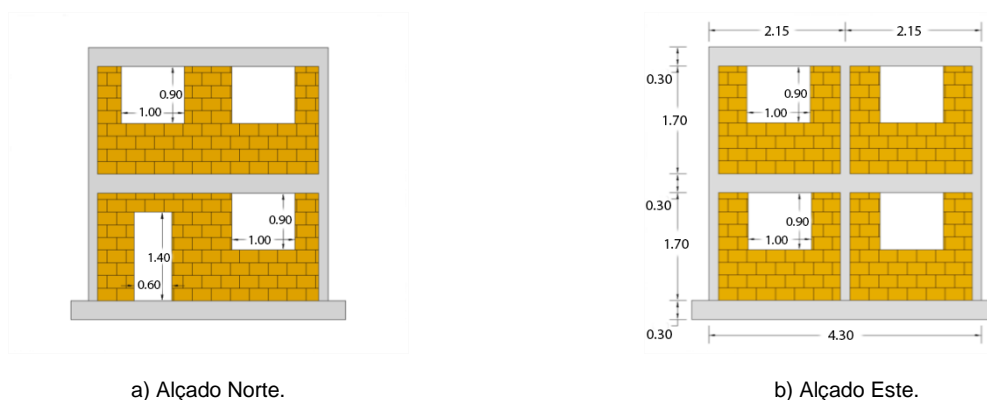
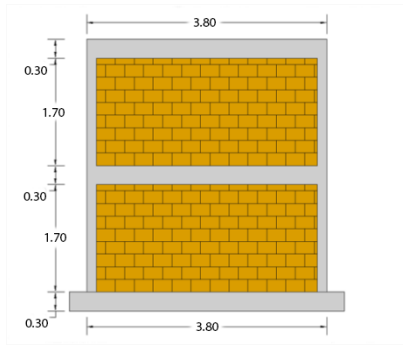
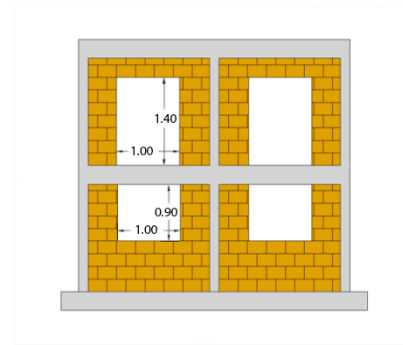


Figura 5.12 - Caracterização geométrica dos alçados dos modelos.



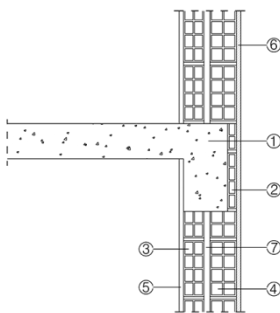
c) Alçado Sul.



d) Alçado Oeste.

Figura 5.13 - Caracterização geométrica dos alçados dos modelos (Continuação).

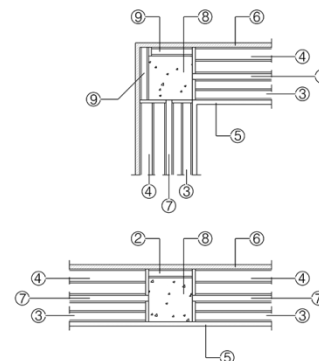
A aplicação da Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude resultou para os modelos as soluções construtivas apresentadas, nas figuras seguintes (Figura 5.14 e Figura 5.15). No que concerne à aplicação dos factores de escala às soluções construtivas, a situação revelou-se mais complicada relativamente ao aplicado à geometria, pois a sua aplicação rigorosa obrigaria ao fabrico de unidades de alvenaria “por medida” o que oneraria significativamente a construção dos modelos. Desta forma, foram escolhidas unidades de alvenaria da gama comercial, que apesar de terem a espessura aproximadamente escalada, manteriam as restantes dimensões. Também a espessura das juntas de assentamento se manteve inalterável face ao preconizado para os protótipos.



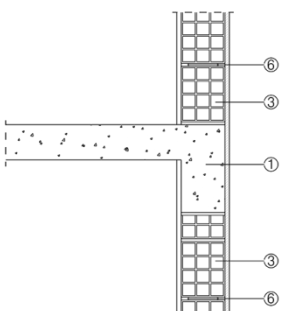
a) Corte vertical do Modelo 1.

Legenda:

- 1 - Viga;
- 2 - Tijolo 30x20x03;
- 3 - Tijolo 30x20x07;
- 4 - Tijolo 30x20x09;
- 5 - Gesso projectado com 1.0 cm;
- 6 - Reboco da classe M5 com 1.0 cm;
- 7 - Caixa-de-ar com 2.0 cm;
- 8 - Pilar;
- 9 - Tijolo 30x20x03 ao “alto”.



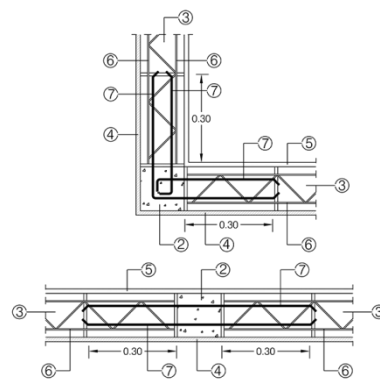
b) Cortes horizontais do Modelo 1.



c) Corte vertical do Modelo 2.

Legenda:

- 1 - Viga;
- 2 - Pilar;
- 3 - Tijolo 30x20x15;
- 4 - Reboco da classe M5 com 1.0 cm;
- 5 - Gesso projectado com 1.0 cm;
- 6 - Armadura tipo *BEKAERT - Murfor RND 4/100*;
- 7 - Armadura de amarração $\varnothing 6$ mm colocada na fase de betonagem do pilar.



d) Cortes horizontais do Modelo 2.

Figura 5.14 - Caracterização construtiva da envolvente.

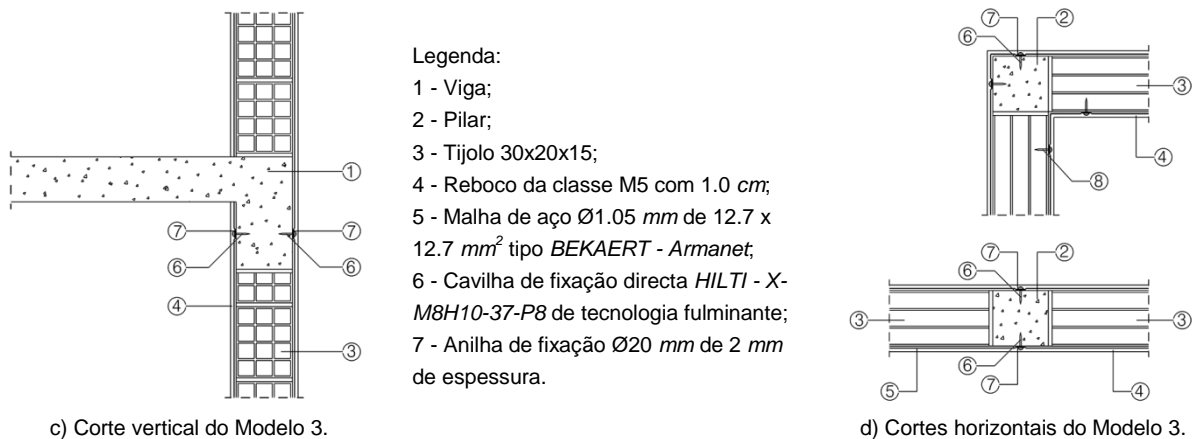


Figura 5.15 - Caracterização construtiva das envolventes (Continuação).

Os três modelos destinados à investigação experimental representativos pela Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude dos três edifícios alvo terão as características seguidamente descritas:

- No Modelo 1 a estrutura de betão será dimensionada seguindo o RSA [5] e o REBAP [6], sendo o betão da classe C20/25 e o aço da classe A400NR. A envolvente será executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por dois panos separados por uma caixa-de-ar com 2 cm, com a espessura de 7 cm no interior e de 9 cm no exterior. As juntas de assentamento serão realizadas com argamassa da classe M5 tipo CIARGA. As faces exteriores das vigas e dos pilares serão revestidas por uma forra em alvenaria de tijolo com 3 cm de espessura. O revestimento da envolvente será realizado com 1.0 cm de reboco da classe M5 tipo CIARGA pelo exterior e com 1.0 cm de gesso projectado pelo interior;
- No Modelo 2 a estrutura de betão será dimensionada de acordo com o EC2 [22] e EC8 [2], sendo escolhidos o betão da classe C30/37 e aço da classe A500NR. A envolvente será executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por um pano simples com 15 cm de espessura com armadura nas juntas de assentamento. As juntas de assentamento serão realizadas com argamassa da classe M5 tipo CIARGA. A armadura de junta será em forma de treliça tipo BEKAERT - Murfor RND 4/100, aplicada com uma fiada de espaçamento e ligada aos pilares através de emenda a varões de aço com Ø6 mm colocados na fase de betonagem, amarrando para o interior dos pilares. O revestimento da envolvente será realizado com 1.0 cm de reboco da classe M5 tipo CIARGA pelo exterior e com 1.0 cm de gesso projectado pelo interior;
- O Modelo 3 à excepção da solução preconizada para a envolvente é em tudo idêntico ao edifício anterior. Neste caso a envolvente será executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por um pano simples com 15 cm de espessura. As juntas de assentamento serão realizadas com argamassa da classe M5 tipo CIARGA. A envolvente será revestida em ambas as faces por reboco armado da classe M5 tipo CIARGA com 1.0 cm de espessura. A armadura usada será uma malha de aço Ø1.05 mm de 12.7 x 12.7 mm² tipo BEKAERT - Armanet, pregada aos elementos de betão armado por meio de cavilhas de fixação directa tipo HILTI - X-M8H10-37-P8 com recurso a tecnologia fulminante e conectada à malha de aço por anilha de fixação com Ø20 mm de diâmetro e 2 mm de espessura.

5.3.2.3 Dimensionamento estrutural dos modelos

O dimensionamento estrutural dos modelos foi realizado com o mesmo programa comercial usado para os protótipos. Foi considerada uma estrutura reticulada tridimensional, cujo esquema estrutural da fundação e dos diferentes pisos foram apresentados na Figura 5.11. Essa estrutura foi dimensionada nas condições impostas pelos materiais e pelos pesos das soluções construtivas usadas em cada um dos modelos devidamente escalados recorrendo à Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude, resultando dois dimensionamentos distintos: um para o Modelo 1 onde as sobrecargas, a acção sísmica e as combinações de acções foram consideradas na aceção RSA [5]; e outro para os Modelos 2 e 3 onde as sobrecargas e as combinações de acções foram consideradas de acordo com o EC1 [107] e a definição da acção sísmica de acordo com o EC8 [2]. Os elementos estruturais de betão armado do Modelo 1 foram dimensionados em harmonia com o estipulado no REBAP [6], enquanto os referentes aos Modelos 2 e 3 foram dimensionados de acordo com o EC2 [22] e o EC8 [2].

Tal como aconteceu nos protótipos, nos dois dimensionamentos efectuados não foram consideradas quaisquer interacções entre as paredes exteriores e a estrutura de betão armado, assim como, a determinação da rigidez dos edifícios foi independente de qualquer contributo que as paredes exteriores possam fornecer ao comportamento do edifício.

No dimensionamento foram consideradas acções verticais e acções horizontais. As acções verticais consideradas mostram-se na Tabela 5.9, sendo referentes: aos pesos próprios por unidade de área de paredes divisórias e revestimentos de pavimentos; aos pesos próprios por unidade de comprimento de paredes exteriores; às massas adicionais inerentes à aplicação do factor de escala correspondente para acerto do peso específico dos materiais de acordo com a Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude; e às sobrecargas por unidade de área. Nas acções horizontais só foi considerada a acção sísmica, tendo sido excluído, por simplicidade de análise, o efeito do vento. Os dados gerais da acção sísmica usada no dimensionamento das estruturas dos modelos são iguais aos usados no dimensionamento das estruturas dos protótipos, encontrando-se, para cada um dos códigos de dimensionamento, apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.9 - Valores das cargas reduzidas consideradas no dimensionamento dos modelos.

ACÇÕES FUNDAMENTAIS APLICADAS AOS MODELOS		
DESIGNAÇÃO	DESCRIÇÃO	VALOR
Pesos próprios por unidade de área. Factor de escala igual 1.5; (kN/m^2)		
Paredes divisórias	Gesso (1.0 cm) + Tijolo (7 cm) + Gesso (1.0 cm)	1.67
Revestimentos Piso 1		1.60
Revestimentos Esteira		1.60
Pesos próprios por unidade de comprimento. Factor de escala igual 2.25; (kN/m)		
Parede exterior - Edifício 1	Reboco (1.0 cm) + Tijolo (9 cm) + Tijolo (7.0 cm) + Gesso (1.0 cm)	5.61
Parede exterior - Edifício 2	Reboco (1.0 cm) + Tijolo (15 cm) + Gesso (1.0 cm)	4.50
Parede exterior - Edifício 3	Reboco armado (1.0 cm) + Tijolo (15 cm) + Reboco armado (1.0 cm)	4.50
Massa adicionais relativas aos pesos próprios da superestrutura por unidade de área. Factor de escala igual 0.5; (kN/m^2)		
Vigas, pilares e lajes		2.61
Massa adicionais relativas ao peso próprio da fundação por unidade de comprimento. Factor de escala igual 0.5; (kN/m)		
Lintel de fundação		2.63
Sobrecargas por unidade de área. Factor de escala igual 1.0; (kN/m^2)		
Piso 1	Habitação	2.00
Esteira	Terraço acessível	1.00

Os dados relativos à caracterização da localização resultam da pesquisa exposta no início do presente capítulo, sendo as características do solo arbitradas no sentido de serem as mais próximas das condições que os modelos irão ser sujeitos na mesa sísmica. Os restantes dados fornecidos, resultam da aplicação da legislação para o tipo de estrutura em estudo e da tomada de opções de dimensionamento ligadas à prática corrente de dimensionamento. Para cada tipo de acção sísmica, os espectros de resposta foram considerados de acordo com as normas de dimensionamento e escalados segundo a Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude, encontrando-se apresentados na Figura 5.16.

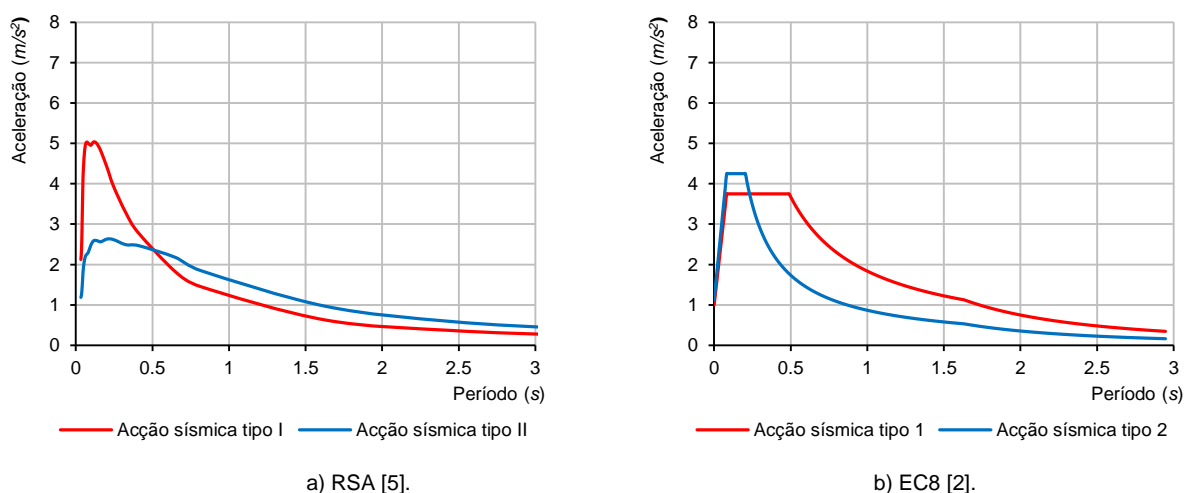


Figura 5.16 - Espectros de resposta usados nos modelos.

5.3.2.4 Apresentação e discussão dos resultados

Nesta fase do trabalho serão analisados os resultados relativos aos dois dimensionamentos efectuados (Modelo 1 *versus* Modelo 2 e 3), assim como, verificar se os factores de escala da Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude foram transferidos para os resultados dos modelos, de forma a ser garantido que estes representam correctamente os respectivos protótipos. Assim com base nas condições impostas pelos materiais e pelas acções relativas aos pesos das soluções construtivas usadas e regulamentares resultantes da aplicação do RSA [5] ou do EC1 [107] e EC8 [2], respectivamente para o Modelo 1 ou Modelos 2 e 3, foram dimensionadas as respectivas estruturas, sendo apresentados os resultados mais relevantes nas tabelas seguintes (Tabela 5.10, Tabela 5.11, Tabela 5.12, Tabela 5.13 e Tabela 5.14).

Tabela 5.10 - Combinação sísmica e deslocamentos máximos em pilares do Modelo 1.

PILARES	TRAMO	COMBINAÇÃO SÍSMICA			DESLOCAMENTOS MÁXIMOS		
		N_{sd} (kN)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_z (mm)
MODELO 1							
P1; P2; P4; P5	Esteira	19.9	6.2	-4.2	14.31	19.47	0.31
	Piso 1	67.5	8.6	-2.3	6.96	8.97	0.28
	Fundações						0.20
P3; P5	Esteira	33.0	6.8	-1.1	14.31	19.42	0.28
	Piso 1	87.5	9.6	-0.1	6.96	8.94	0.24
	Fundações						0.14
Observações:		Para a combinação sísmica os deslocamentos encontram-se multiplicados pelo coeficiente de comportamento.					

Tabela 5.11 - Combinação sísmica e deslocamentos máximos em pilares do Modelo 2 e 3.

PILARES	TRAMO	COMBINAÇÃO SÍSMICA			DESLOCAMENTOS MÁXIMOS		
		N_{sd} (kN)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_z (mm)
MODELO 2 E 3							
P1; P2; P4; P5	Esteira	18.7	3.7	-4.1	15.58	23.88	0.34
	Piso 1	58.1	4.6	-2.2	7.39	10.78	0.31
	Fundações						0.21
P3; P5	Esteira	33.3	3.6	-1.2	15.58	23.81	0.29
	Piso 1	85.5	4.9	-0.1	7.39	10.75	0.24
	Fundações						0.13

Observações: Para a combinação sísmica os deslocamentos encontram-se multiplicados pelo coeficiente de comportamento.

Tabela 5.12 - Esforços máximos das envolventes de vigas dos modelos.

DESIGNAÇÃO	PÓRTICO 1 E PÓRTICO 2				PÓRTICO 3 E PÓRTICO 4				
	Apoio P1; P2	Tramo	Apoio P5; P3	Tramo	Apoio P6; P4	Apoio P1; P6	Tramo	Apoio P2; P4	
MODELO 1 - Envolvente de esforços máximos dos pórticos do Piso 1									
M_{sd} (kN.m)	-17.16	14.56	-15.98	14.56	-17.16	-26.75	25.23	-26.75	
V_{sd} (kN)	24.63		38.93		24.63	39.84		39.84	
MODELO 1 - Envolvente de esforços máximos dos pórticos da Esteira									
M_{sd} (kN.m)	-5.70	4.73	-7.12	4.73	-5.70	-9.12	16.56	-9.12	
V_{sd} (kN)	8.56		22.72		8.56	17.02		17.02	
MODELO 2 E 3 - Envolvente de esforços máximos dos pórticos do Piso 1									
M_{sd} (kN.m)	-8.37	7.76	-11.61	7.76	-8.37	-18.4	24.02	-18.4	
V_{sd} (kN)	16.61		37.02		16.61	34.29		34.29	
MODELO 2 E 3 - Envolvente de esforços máximos dos pórticos da Esteira									
M_{sd} (kN.m)	-2.12	4.68	-6.99	4.68	-2.12	-5.34	16.59	-5.34	
V_{sd} (kN)	6.71		22.63		6.71	17.05		17.05	

Tabela 5.13 - Resultados seleccionados da acção sísmica do Modelo 1.

MODO	T (s)	COEF. PARTICIPAÇÃO			MASSA		HIPÓTESE X			HIPÓTESE Y		
		L_x	L_y	L_{gz}	M_x (%)	M_y (%)	R	A (m/s ²)	D (mm)	R	A (m/s ²)	D (mm)
MODELO 1												
1	0.376	1	0	0	87.56	0.00	2.5	1.169	4.19	2.5	1.169	4.19
2	0.278	0	0	1	0.00	0.00	2.5	1.443	2.82	2.5	1.443	2.82
3	0.464	0	1	0	0.00	85.95	2.5	1.037	5.66	2.5	1.037	5.66
4	0.187	0	1	0	0.00	14.05	2.5	1.793	1.58	2.5	1.793	1.58
5	0.175	1	0	0	12.44	0.00	2.5	1.839	1.43	2.5	1.839	1.43
6	0.132	0	0	1	0.00	0.00	2.5	1.936	0.86	2.5	1.936	0.86

Legenda: T é o período de vibração; M_x e M_y são as percentagens de massa deslocada por cada modo em cada direcção da análise; R é a relação entre a aceleração de cálculo usando a ductilidade atribuída à estrutura e a aceleração de cálculo obtida sem ductilidade; A é a aceleração de cálculo, incluindo a ductilidade; e D é o coeficiente do modo, que equivale ao deslocamento máximo do grau de liberdade dinâmico.

Tabela 5.14 - Resultados seleccionados da acção sísmica do Modelo 2 e 3.

MODO	T (s)	COEF. PARTICIPAÇÃO			MASSA		HIPÓTESE X			HIPÓTESE Y		
		L_x	L_y	L_{gz}	M_x (%)	M_y (%)	R	A (m/s^2)	D (mm)	R	A (m/s^2)	D (mm)
MODELO 2 E 3												
1	0.352	1	0	0	87.03	0.00	3.9	0.943	2.97	3.9	0.943	2.97
2	0.258	0	0	1	0.00	0.00	3.9	0.943	1.59	3.9	0.943	1.59
3	0.435	0	1	0	0.00	85.62	3.9	0.943	4.52	3.9	0.943	4.52
4	0.172	0	1	0	0.00	14.38	3.9	1.069	0.80	3.9	1.069	0.80
5	0.161	1	0	0	12.97	0.00	3.9	1.069	0.71	3.9	1.069	0.71
6	0.121	0	0	1	0.00	0.00	3.9	1.069	0.40	3.9	1.069	0.40

Legenda: T é o período de vibração; M_x e M_y são as percentagens de massa deslocada por cada modo em cada direcção da análise; R é a relação entre a aceleração de cálculo usando a ductilidade atribuída à estrutura e a aceleração de cálculo obtida sem ductilidade; A é a aceleração de cálculo, incluindo a ductilidade; e D é o coeficiente do modo, que equivale ao deslocamento máximo do grau de liberdade dinâmico.

A título de exemplo, mostra-se na Figura 5.17 a visualização dos deslocamentos obtidos em dois dos modos de vibração. A definição das armaduras dos pórticos, dos pilares e das lajes maciças dos diferentes modelos encontram-se apresentadas em anexo nas figuras da secção A.2 à secção A.6.



a) Modo 1 de vibração (Segundo modo de vibração).

b) Modo 2 de vibração (Terceiro modo de vibração).

Figura 5.17 - Visualização dos deslocamentos obtidos em dois dos vários modos de vibração.

Analisando as tabelas justificativas dos esforços e deslocamentos em pilares (Tabela 5.10 e Tabela 5.11) verifica-se que os esforços relativos à combinação sísmica são muito semelhantes para as duas soluções estruturais, sendo igual situação constatada nas restantes combinações de acções. Contudo em termos de armaduras resultaram algumas diferenças cuja explicação reside na diferença das classes de aço e de betão adoptadas nas diferentes estruturas dos modelos. Ao nível dos deslocamentos relativos à acção sísmica, nomeadamente os ocorridos nas duas direcções horizontais, verifica-se que são superiores para os Modelos 2 e 3 face ao Modelo 1. Por outro lado, relativamente à limitação de dano, verifica-se a validade do referido para os protótipos no caso dos modelos, pois, através da Equação 2.44 apresentada no subcapítulo 2.5.11.2, aplicada às condições da estrutura dos modelos, imporá ao pórtico não preenchido um deslocamento entre pisos não superior a 30 mm o qual corresponderá um *drift* de 1.5%. Assim sendo, facilmente se constata nunca ser atingida esta gama de deslocamentos, levando a crer na hipótese da acção sísmica considerada para estes modelos se a envolvente sofresse algum dano, o mesmo seria passível de reabilitação.

Pela análise da Tabela 5.12, na mesma linha do verificado no caso dos protótipos, os resultados obtidos para cada um dos dimensionamentos efectuados, apesar de terem sido encontradas algumas diferenças de amplitude nos esforços das vigas, estes enquadram-se na mesma gama de valores. O resultado final, traduzido nas áreas de aço dimensionadas para as diferentes secções, não apresenta grandes diferenças, pese embora o seu dimensionamento ter sido efectuado à luz de regulamentações distintas e de estarmos em presença de aço e de betões de classes diferentes.

Analisando a tabelas justificativas da acção sísmica (Tabela 5.13 e Tabela 5.14), verifica-se que a consideração de módulos de elasticidade diferentes, pela introdução de distintas classes de betão, introduziu algumas diferenças nos períodos encontrados para cada um dos modos de vibração, sendo inferiores no caso dos Modelos 2 e 3 pelo aumento de rigidez verificado. Apesar das pequenas diferenças encontradas nos períodos de vibração a consideração de espectros de resposta diferentes para os dois dimensionamentos efectuados, conduziu a acelerações mais elevadas no Modelo 1, nomeadamente nos períodos mais baixos, onde essa diferença terá sido mais patente devido ao uso de coeficientes de comportamento diferentes.

A validação dos modelos face aos protótipos reside na verificação da conformidade dos factores de escala da Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude nos valores máximos dos deslocamentos, nos valores máximos dos esforços, nos períodos e nas acelerações face aos valores apresentados na Tabela 5.8. Para o efeito procedeu-se para essas grandezas à determinação dos factores de escala, sendo a média dos resultados encontrados, para cada um dos modelos, apresentada na Tabela 5.15. Pela análise da referida tabela constata-se que os valores dos factores de escala encontrados para cada uma das grandezas é muito próximo dos valores esperados, sendo desta forma possível concluir que os modelos representam correctamente os respectivos protótipos.

Tabela 5.15 - Factores de escala médios obtidos no dimensionamento dos modelos.

FACTOR DE ESCALA	δ	ESFORÇOS MÁXIMOS			T	A
		N	V	M		
Esperado	1.50	2.25	2.25	3.38	1.23	1.00
Rácio entre o Edifício 1 e o Modelo 1						
Pilares	1.39	2.19		3.28		
Vigas			2.25	3.18		
Outros					1.19	1.00
Rácio entre o Edifício 2 e 3 e o Modelo 2 e 3						
Pilares	1.39	2.14		3.14		
Vigas			2.40	3.29		
Outros					1.22	1.02
MÉDIA	1.39	2.17	2.33	3.22	1.21	1.01
Legenda:	δ é o deslocamento; N é o esforço axial; V é o esforço transverso; M é o momento; T é o período de vibração; e A é a aceleração de cálculo.					

5.3.3 Campanha de ensaios

Estando nesta fase do trabalho concluída a caracterização dos três modelos representativos dos protótipos, isto é, dos três edifícios alvo da pesquisa, importa agora definir quais os caminhos que serão necessários percorrer para responder aos objectivos propostos no capítulo 1. Assim, e de acordo com a pesquisa bibliográfica realizada, serão seguidos dois caminhos principais no âmbito da investigação experimental: um caminho que passará pela realização de ensaios estáticos, onde será avaliado o comportamento face às acções horizontais, aplicadas

no plano e para fora do plano, de um painel (conjunto da alvenaria de preenchimento e pórtilo envolvente) extraído de cada um dos modelos definidos; e outro caminho que passará pela realização de ensaios dinâmicos na mesa sísmica aos três modelos. Como já foi referido, o objectivo destas duas investigações experimentais é a avaliação do comportamento das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, pelo que se tornará necessário realizar, após a sua finalização, um estudo paramétrico para compreender os fenómenos ocorridos e tentar generalizar os resultados. A generalização implicará a implementação de um outro vector de investigação experimental no domínio dos materiais usados na construção dos modelos para que a parametrização usada nos modelos numéricos do estudo paramétrico, seja tanto um retrato fiel da realidade.

5.3.3.1 Caracterização experimental dos materiais

A caracterização experimental dos materiais será apresentada no capítulo 6 e incidirá na determinação experimental das características mecânicas das alvenarias e dos seus componentes. Inicialmente serão avaliados isoladamente os componentes das alvenarias: as argamassas de assentamento e de reboco; as respectivas unidades; e as armaduras. Posteriormente, recorrendo a provetes de alvenaria serão determinadas as propriedades do conjunto, sendo as soluções estudadas as preconizadas nos modelos, usando uma solução de referência como corpo de prova. Por fim recorrendo a uma análise teórico-experimental serão também determinadas algumas das características mecânicas recorrendo ao conhecimento das propriedades dos componentes.

5.3.3.2 Ensaios estáticos no plano e para fora do plano

Os ensaios estáticos no plano e para fora do plano serão apresentados no capítulo 7, e incidem na avaliação do comportamento, face às acções horizontais aplicadas no plano e para fora do plano, de um painel extraído dos modelos anteriormente definidos. Na impossibilidade da aplicação das acções combinadas no plano e fora do plano assume-se uma metodologia que passa pelo dano prévio no plano, seguido da rotura ou expulsão para fora do plano. Seguindo a caracterização efectuada para os modelos é importante nesta fase realizar a caracterização do painel alvo deste tipo de ensaios. Como se mostra na Figura 5.18, o painel considerado foi o do rés-do-chão do alçado Sul, sendo a sua geometria condicionada à estabelecida para o modelo.

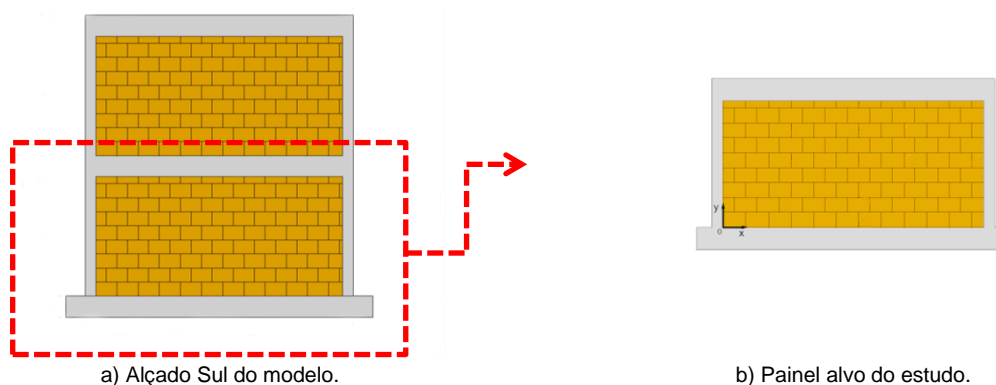


Figura 5.18 - Localização do painel.

Sendo certo que as propriedades mecânicas dos materiais usados na estrutura podem ter uma grande importância sob o ponto de vista das deformações, nomeadamente no que concerne ao módulo de elasticidade adoptado, também é certo que seria necessário limitar o número de painéis a ensaiar. Assim sendo, no caso deste tipo de ensaios só será considerado o aço da classe A500NR e o betão da classe C30/37.

A estrutura envolvente em betão armado do painel considerado para ensaiar a resposta mecânica no plano e para fora do plano resulta do dimensionamento efectuado para os Modelos 2 e 3, com a excepção das modificações necessárias para reproduzir em laboratório as condições de ligação ao exterior, desenhadas para se assemelharem ao que irá ser implementado na mesa sísmica. Assim, a estrutura adoptada, com as alterações traduzidas pela geometria da viga inferior e pequenos detalhes construtivos, representa a estrutura de betão armado que será preenchida com alvenaria nas diferentes configurações construtivas da envolvente, sendo apresentada na Figura 5.19.

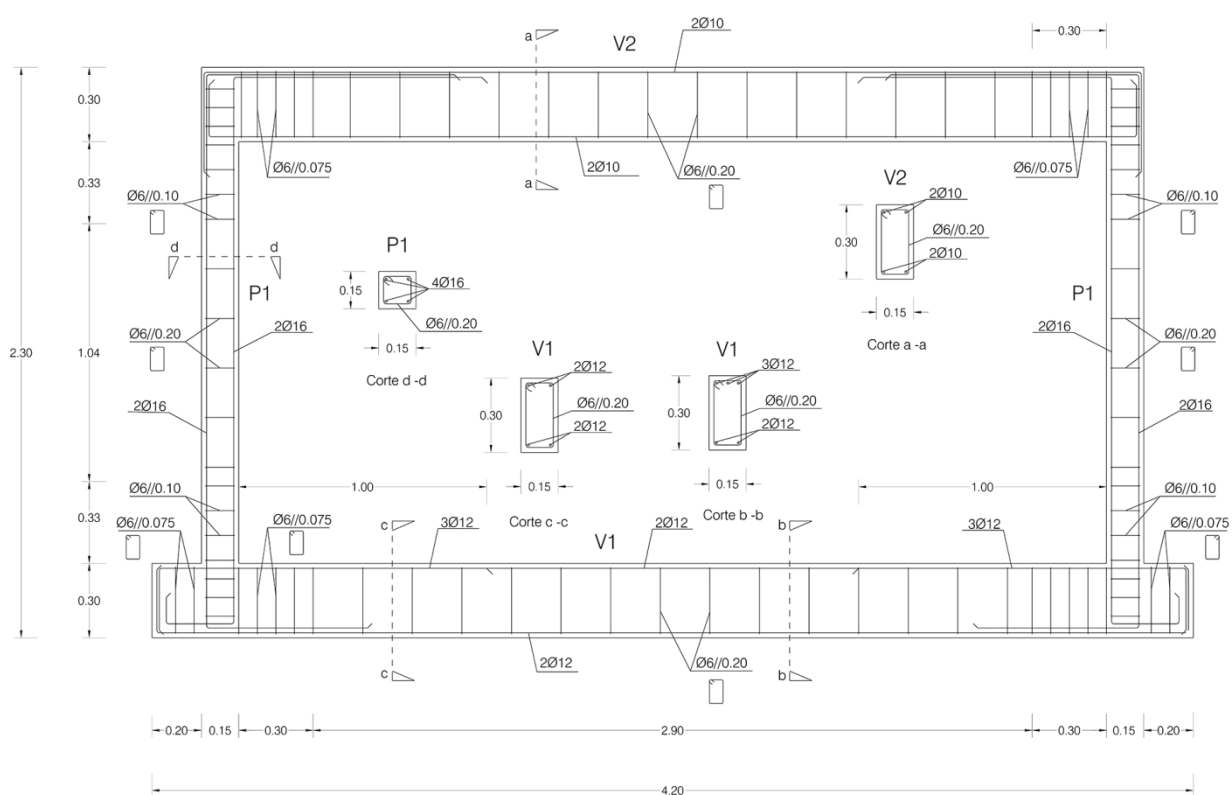


Figura 5.19 - Geometria e armadura da estrutura de betão armado do painel.

As soluções construtivas da alvenaria de preenchimento com as principais características diferenciadoras, assim como, o número e referência dos painéis considerados para ensaiar a resposta mecânica no plano e para fora do plano encontram-se apresentados na Tabela 5.16. São propostos oito painéis para a realização dos ensaios, dos quais dois painéis são de referência: o Wall_REF_01 em alvenaria simples não rebocada; e o Wall_REF_02 em alvenaria simples rebocada em ambas as faces. Estes painéis servirão como meio de comparação das soluções de envolvente que efectivamente se pretendem avaliar, constando cada tipo de solução construtiva de duas amostras iguais.

Tabela 5.16 - Referências dos painéis e características construtivas.

DESIGNAÇÃO	TIPO DE PAINEL	COMPONENTE	CARACTERÍSTICAS
Wall_REF_01	Simples (Sem reboco)	Unidades de alvenaria	PRECERAM; Cerâmicas de furação horizontal com formato 30x20x15 <i>cm</i> .
		Juntas	CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 com 1.0 <i>cm</i> de espessura.
Wall_REF_02	Simples com reboco em ambas as faces.	Unidades de alvenaria	PRECERAM; Cerâmicas de furação horizontal com formato 30x20x15 <i>cm</i> .
		Juntas	CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 com 1.0 <i>cm</i> de espessura.
		Reboco ambas as faces	CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 em ambas as faces com 1.0 <i>cm</i> .
Wall_JAR_01 Wall_JAR_02	Simples com juntas de assentamento armadas e reboco em ambas as faces.	Unidades de alvenaria	PRECERAM; Cerâmicas de furação horizontal com formato 30x20x15 <i>cm</i> .
Juntas		CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 com 1.0 <i>cm</i> de espessura.	
Reboco exterior		CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 em ambas as faces com 1.0 <i>cm</i> .	
Reboco interior Armadura		Gesso projectado BEKAERT; Armadura de junta MURFOR - RND 4/100.	
Wall_RAR_01 Wall_RAR_02	Simples com reboco armado em ambas as faces.	Unidades de alvenaria	PRECERAM; Cerâmicas de furação horizontal com formato 30x20x15 <i>cm</i> .
Juntas		CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 com 1.0 <i>cm</i> de espessura.	
Reboco ambas as faces Armadura		CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 em ambas as faces com 1.0 <i>cm</i> . BEKAERT; Armadura em malha para reboco ARMANET ϕ 1.05 <i>mm</i> ; 12.7x12.7 <i>mm</i> .	
Wall_DPA_01 Wall_DPA_02	Duplas com reboco na face exterior do pano exterior e gesso projectado na face exterior do pano interior.	Unidades de alvenaria	PRECERAM; Cerâmicas de furação horizontal com formato 30x20x9 <i>cm</i> e 30x20x7 <i>cm</i> .
Juntas		CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 com 1.0 <i>cm</i> de espessura.	
Reboco pano exterior Reboco pano interior		CIARGA; Argamassa industrial da classe M5 em ambas as faces com 1.0 <i>cm</i> . Gesso projectado	

Outro aspecto importante neste tipo de ensaios é a carga ou deslocamento máximo que serão aplicados a este tipo de painéis na primeira fase dos ensaios, uma vez que se pretende a aplicação no painel de um dano prévio. Pela pesquisa bibliográfica realizada acerca da legislação aplicável aos limites de aceitação das deformações impostas face à acção de cargas laterais aplicadas às estruturas com alvenarias de preenchimento, salienta-se o preconizado pelo FEMA 356 [75] que de acordo com o apresentado na Tabela 3.10 impõe o *drift* máximo de 0.5% para o nível de desempenho estrutural *Life safety*, LS, situado em pleno regime inelástico e o *drift* máximo de 0.1% para o nível de desempenho estrutural *Immediate occupancy*, IO, definido para valores de deslocamento muito perto do regime elástico. O EC8 [2] 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 dúcteis. O valor é relacionado a uma situação limite de prevenção de dano através da Equação 2.44 apresentada no subcapítulo 2.5.11.2, aplicada às condições da estrutura dos modelos, que imporá ao pórtico não preenchido um *drift* de 1.5%. Estando em presença de dois cenários estruturais completamente

distintos, a comparação entre estas acepções reveste-se de algum cuidado. O pórtico preenchido tem uma rigidez muito superior ao pórtico não preenchido, que segundo Jurina [49] poderá ser cerca de 4 a 30 vezes superior ou segundo Mehrabi *et al.* [45] 16 a 61 vezes superior, sendo qualquer conversão difícil de realizar pela disparidade de valores e pela própria influência da interacção da alvenaria com a estrutura. Por fim, Calvi *et al.* [65, 66] no trabalho realizado acerca das alvenarias de preenchimento 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. Assim, face ao exposto, foi adoptado um *drift* na ordem dos 0.5% para a aplicação do deslocamento correspondente, de forma a simular a carga lateral que promoverá o aparecimento de dano nos ensaios no plano.

5.3.3.3 Ensaios dinâmicos

Os ensaios dinâmicos serão apresentados no capítulo 8 e incidirão na avaliação do comportamento face às acções sísmicas das várias soluções construtivas para as paredes de alvenaria de enchimento, assim como, o comportamento de estruturas de betão armado dimensionadas segundo diferentes regulamentos. Estes ensaios foram realizados na mesa sísmica do NESDE (Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas) do LNEC.

Esta componente de investigação experimental será apresentada de uma forma resumida, uma vez que servirá para realizar a comparação com o comportamento observado nos ensaios estáticos, assim como, para fornecer dados para o desenvolvimento do estudo paramétrico levado a efeito no capítulo 9. Os ensaios na mesa sísmica serão objecto de uma apresentação mais completa e aprofundada em outro trabalho de investigação que está a decorrer na Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

5.4 Conclusões do capítulo

Da recolha de dados efectuada acerca da tipologia da envolvente e da estrutura dos edifícios, importa apresentar as seguintes conclusões:

- Os edifícios com estrutura de betão armado posteriores ao RSA [5], construídos entre 1985 e 2001, representam cerca de 13% da totalidade dos edifícios existentes e cerca de 21% dos alojamentos existentes, correspondendo a uma ocupação de cerca 21% da população portuguesa;
- A cêrcea dominante é de dois pisos e a sua maior densidade situa-se nas zonas da Grande Lisboa e do Grande Porto;
- Durante a última década do século XX verificou-se uma grande predominância no recurso a paredes duplas de alvenaria como solução construtiva para a envolvente dos edifícios, que com o início do século XXI começaram a ficar em desuso, dando lugar às soluções de alvenaria simples, circunstância ligada à implementação do isolamento térmico pelo exterior para satisfazer requisitos térmicos mais exigentes;
- A percentagem de aberturas das envolventes é relativamente constante e varia entre 15% e 35%, sendo o valor médio cerca de 26%;
- As envolventes analisadas exibiram um vão médio de cerca 4.5 m;
- O vão máximo das envolventes apresentou um valor médio de 5.9 m, com um crescimento de cerca de 0.16 m por piso e a altura média encontrada entre pisos foi de 2.85 m;

- O rácio da área de pilares pela área de implantação do edifício aumenta com o número de pisos atingindo um máximo de 1.6% nos edifícios de maior cêrcea, tendo sido observada a mesma tendência relativamente à área de paredes, com um valor máximo de 1.2%;
- O vão médio das lajes e das vigas é de 5.1 m e 4.7 m, respectivamente;
- A solução estrutural corrente é da estrutura porticada com lajes de vigotas pré-esforçadas ou lajes maciças em betão armado, sendo os materiais mais correntes o betão da classe C20/25 e o aço da classe A400NR.

Relativamente à definição dos edifícios alvo importa realçar os seguintes aspectos:

- Os deslocamentos relativos à acção sísmica ocorridos nas duas direcções horizontais são superiores nos modelos dimensionados pelo EC8 [2].
- Relativamente à limitação de dano, pelo dimensionamento efectuado das estruturas dos edifícios, será expectável que o dano que eventualmente possa ocorrer na envolvente para a acção sísmica de projecto seja passível de reabilitação, visto não ter sido atingido o *drift* máximo regulamentar relativo a esta verificação;
- A aplicação da Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude aos protótipos para a criação dos modelos revelou-se consistente, pois os valores dos factores de escala encontrados para cada uma das grandezas resultantes do dimensionamento são muito próximo dos valores esperados, sendo desta forma possível concluir que os modelos representam correctamente os respectivos protótipos.

6 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS ALVENARIAS E DOS SEUS COMPONENTES

Este capítulo tem como principal objectivo a caracterização mecânica das alvenarias de tijolo, assim como, dos seus componentes, usadas correntemente nas soluções construtivas das actuais envolventes dos edifícios nacionais.

O período compreendido entre 1987 e 2007 caracterizou-se pela implementação de várias soluções construtivas para as envolventes. Nos últimos anos, fruto das exigências de legislação vária, nomeadamente, aquela que serve de avaliação do desempenho térmico, tem-se assistido a um estreitar de soluções, com tendência para as soluções de parede simples, tal como, foi apresentado no capítulo anterior.

Tendo já sido, anteriormente, apresentadas as principais características mecânicas dos componentes das alvenarias, mediante recolha bibliográfica realizada no período compreendido entre 1987 e 2007, importa agora, realizar a caracterização dos actuais materiais dentro de uma perspectiva da sua aplicabilidade em soluções construtivas de futuro.

6.1 Argamassas

O estudo das argamassas assentou em três objectivos principais: o primeiro será o estudo da influência da granulometria das areias na composição das argamassas; o segundo será o estudo da formulação de diversas composições de argamassas para servirem de base para incorporação no Anexo Nacional do EC6 [1]; e o último será o conhecimento de um conjunto de propriedades das argamassas de utilização corrente obtidas de acordo com a regulamentação recente.

6.1.1 Procedimentos de ensaio

Neste subcapítulo serão referenciados e sistematizados os procedimentos de ensaio necessários para a determinação das propriedades dos agregados e das argamassas. Assim, relativamente à determinação das propriedades dos agregados foram consideradas as seguintes normas de ensaio:

- Análise granulométrica de acordo com a norma NP EN 933-1 [109];
- Determinação da massa volúmica aparente segundo a norma NP EN 1097-3 [110];
- Determinação da massa volúmica real segundo a norma NP EN 1097-6 [111].

Para a determinação das propriedades das argamassas recorreu-se às normas de ensaio seguidamente indicadas:

- Determinação da consistência das argamassas frescas pelo ensaio da mesa de espalhamento segundo a EN 1015:3 [112];
- Determinação da resistência à flexão e à compressão das argamassas segundo a EN 1015-11 [113];
- Determinação do teor em ar da argamassa fresca segundo a EN 1015-7 [114];
- Determinação da retracção das argamassas segundo as indicações da especificação LNEC E 398 [115];
- Determinação da energia de fractura segundo as recomendações da TC50-FMC [116].

6.1.1.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica efectuada aos agregados foi efectuada de acordo com a norma de ensaio NP EN 933-1 [109]. Este ensaio consiste na separação, por meio de um conjunto de peneiros, de um material em diversas classes granulométricas de granulometria decrescente. A abertura dos peneiros considerada foi em conformidade com o especificado na norma NP EN 933-2 [117].

6.1.1.1.1 Metodologia de ensaio

O procedimento de ensaio inicia-se pela secagem da amostra do agregado na estufa a uma temperatura de 110 ± 5 °C até alcançar massa constante. Depois da amostra arrefecer, esta foi pesada e registado o resultado, M_1 . Posteriormente a amostra foi colocada num recipiente e submersa em água, de modo a obter a suspensão dos finos e a separação do material com granulometria superior a $63 \mu m$. Este material foi seguidamente seco a uma temperatura de 110 ± 5 °C até alcançar massa constante. Depois de arrefecer, o mesmo foi pesado e registado o resultado, M_2 .

Após esta tarefa preliminar, o material foi despejado na coluna de peneiros, dispostos de cima para baixo por ordem decrescente da dimensão das aberturas e realizou-se o procedimento de agitação mecânica para efectuar a separação granulométrica do material, como pode ser observado na Figura 6.1. O ensaio terminou com a pesagem do material retido em cada peneiro, R_i , e com a pesagem do material retido no fundo da coluna de peneiros, P .



Figura 6.1 - Agitador mecânico da coluna de peneiros.

6.1.1.1.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base nas pesagens efectuadas no decorrer do ensaio, foram efectuados os seguintes cálculos:

- Percentagem da massa retida em cada peneiro, como percentagem da massa original seca, de acordo com a Equação 6.1;
- Percentagem cumulativa da massa original seca que passa através de peneiro até ao peneiro de $63 \mu m$ (excluindo este), de acordo com a Equação 6.2;
- Percentagem de finos, f , que passa através de peneiro de $63 \mu m$, de acordo com a Equação 6.3.

$$\left(\frac{R_i}{M_l} \times 100\right) \quad (\%) \quad \text{Equação 6.1}$$

$$\left(100 - \frac{R_i}{M_l} \times 100\right) \quad (\%) \quad \text{Equação 6.2}$$

$$f = \frac{(M_l - M_2) + P}{M_l} \times 100 \quad (\%) \quad \text{Equação 6.3}$$

A norma impõe algumas verificações, que a não serem cumpridas implicam a repetição do ensaio.

6.1.1.2 Massa volúmica aparente

A massa volúmica aparente dos agregados, ou baridade, é dada pelo quociente da massa do agregado seco pelo volume por este ocupado em condições de compactação definidas, de acordo com a norma de ensaio NP EN 1097-3 [110].

6.1.1.2.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados três provetes. O procedimento de ensaio iniciou-se pela secagem da amostra do agregado na estufa a uma temperatura de 105 ± 5 °C até ser obtida uma massa constante (quando a diferença entre as massas obtidas em duas pesagens consecutivas, intervaladas de, pelo menos, 4 horas, for inferior a 0.2% da massa determinada). Seguidamente precedeu-se à colocação do agregado num recipiente de aço de forma cilíndrica, com uma massa, M_1 , e um volume V_a . Para uma máxima dimensão do agregado inferior a 4 mm a norma refere que a capacidade nominal do recipiente de aço deve ser de 1 dm³. Após o enchimento do recipiente, até extravasar, nivelou-se a superfície do material pelo plano da boca do recipiente, pesando-se o recipiente cheio e anotando a sua massa, M_2 .

6.1.1.2.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base nas pesagens efectuadas no decorrer do ensaio, foi calculada a baridade do agregado seco, ρ_b , pela Equação 6.4, sendo o valor da baridade do agregado seco a média dos valores obtidos para cada uma das amostras.

$$\rho_b = \frac{(M_2 - M_1)}{V_a} \quad (g/cm^3) \quad \text{Equação 6.4}$$

6.1.1.3 Massa volúmica real

O procedimento de ensaio, para a determinação da massa volúmica e da absorção de água dos agregados, foi efectuado segundo a norma de ensaio NP EN 1097-6 [111].

6.1.1.3.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados três provetes. Cada amostra de ensaio com cerca de 1000 g de material foi lavada sobre os peneiros de 4 mm e de 0.063 mm, rejeitando

qualquer partícula retida no peneiro de 4 mm. Seguidamente o provete foi imerso no picnómetro com água a 22 ± 3 °C, sendo colocado durante 24 ± 0.5 h em banho-maria (22 ± 3 °C). Após adicionar água, no picnómetro, até transbordar e depois de seco exteriormente foi pesado e anotada a sua massa, M_2 , e temperatura, T_{WM2} . Depois de decantado e esvaziado o conteúdo do picnómetro sobre um tabuleiro, foi novamente cheio com água, seco exteriormente e pesado, sendo anotada a sua massa, M_3 , e temperatura, T_{WM3} .

Sempre que, verificada a condição $T_{WM2} - T_{WM3} \leq 2$, o ensaio prosseguiu espalhando o provete no tabuleiro de forma a ser seca a humidade superficial das partículas através de uma fonte de calor.

Após arrefecimento do provete, foi executado um processo repetitivo de moldagem, através de um molde troncocónico, e de desmoldagem, até à deformação do agregado na desmoldagem. Foi então pesada e anotada a sua massa, M_1 . A fase final do ensaio consistiu na secagem do provete em estufa a uma temperatura de 105 ± 5 °C até massa constante, sendo pesado e anotada a sua massa, M_4 .

6.1.1.3.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base nas pesagens efectuadas no decorrer do ensaio e sendo, ρ_w , a massa volúmica da água à temperatura registada, foram efectuados os seguintes cálculos:

- Massa volúmica do material impermeável das partículas, ρ_a , pela Equação 6.5;
- Massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca, ρ_{ssd} , pela Equação 6.6;
- Massa volúmica das partículas secas em estufa, ρ_{rd} , pela Equação 6.7;
- Percentagem de absorção de água, WA_{24} , pela Equação 6.8.

$$\rho_a = \frac{M_4}{\frac{M_4 - (M_2 - M_3)}{\rho_w}} \quad (g/cm^3) \quad \text{Equação 6.5}$$

$$\rho_{ssd} = \frac{M_1}{\frac{M_1 - (M_2 - M_3)}{\rho_w}} \quad (g/cm^3) \quad \text{Equação 6.6}$$

$$\rho_{rd} = \frac{M_4}{\frac{M_1 - (M_2 - M_3)}{\rho_w}} \quad (g/cm^3) \quad \text{Equação 6.7}$$

$$WA_{24} = \frac{(M_1 - M_4)}{M_4} \times 100 \quad (\%) \quad \text{Equação 6.8}$$

O valor final das diversas propriedades determinadas para os diferentes provetes foi a média dos valores obtidos para cada uma das amostras.

6.1.1.4 Consistência por espalhamento

O procedimento de ensaio, para a determinação consistência das argamassas por espalhamento, foi efectuado segundo a norma de ensaio EN 1015-3 [112], cujo principal objectivo visa uniformizar a trabalhabilidade das formulações a ensaiar.

6.1.1.4.1 Metodologia

O ensaio foi antecedido pelos procedimentos de limpeza com o cuidado de assegurar sempre o mesmo grau de humedecimento dos equipamentos. O molde, colocado no centro da mesa de espalhamento, foi preenchido com duas camadas de argamassa de volume semelhante. Compactando-se cada camada com 25 pancadas produzidas pela mesa de espalhamento. Após o preenchimento do molde, nivelou-se a superfície da argamassa pelo bordo superior do mesmo, com o auxílio de uma colher de pedreiro, aplicando um “movimento de serra” ligeiro. Posteriormente retirou-se o molde na vertical e aplicaram-se 25 pancadas a uma frequência constante, por rotação do volante da mesa, em cerca de 15 s.

Finalizada esta operação foram efectuadas três medições do diâmetro, d_i , de espalhamento da argamassa em três direcções, segundo três eixos marcados na mesa de espalhamento, como pode ser observado na Figura 6.2.



Figura 6.2 - Determinação da consistência das argamassas por espalhamento.

6.1.1.4.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base nas medições efectuadas no decorrer do ensaio o valor do espalhamento, d , foi obtido através da expressão:

$$d = \frac{\sum d_i}{3} \quad (mm) \quad \text{Equação 6.9}$$

6.1.1.5 Resistência à flexão

A determinação da resistência à flexão consiste em solicitar provetes prismáticos de argamassa, assentes em dois apoios cilíndricos, a uma força gradualmente crescente aplicada a meio vão, até à rotura por flexão. O valor da carga máxima aplicada, antes da rotura, é então adoptado para o cálculo da resistência à flexão dos prismas. O procedimento de ensaio, para a determinação da resistência à flexão das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio EN 1015-11 [113].

6.1.1.5.1 Metodologia

Para a realização do ensaio foram considerados três provetes para cada idade de ensaio. Foram produzidos provetes prismáticos de secção quadrada com as dimensões 160x40x40 mm³. Para a sua construção foi necessário, além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas, o seguinte equipamento e material específico:

- Molde metálico, como se pode observar na Figura 6.3 a), com paredes removíveis dando a forma a três compartimentos quando montadas;
- Pilão, como se pode observar na Figura 6.3 b), constituído por uma haste rígida não absorvente, de secção transversal quadrada, tendo cada lado $12 \pm 1 \text{ mm}$ e uma massa de $50 \pm 1 \text{ g}$;
- Câmaras de armazenamento capazes de manter a temperatura de $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa de $95 \pm 5\%$ ou $65 \pm 5\%$.

O volume mínimo de argamassa fresca que foi fabricada, o procedimento da amassadura e o valor do espalhamento da amostra foram determinados de acordo com a norma EN 1015-3 [112] e estabelecidos em concordância com a norma EN 1015-2 [118].



a) Molde.



b) Pilão.

Figura 6.3 - Equipamento utilizado na moldagem das argamassas.

A realização dos provetes foi antecedida pelos procedimentos de limpeza e lubrificação das faces internas dos moldes. Os moldes foram preenchidos com duas camadas, aproximadamente iguais de argamassa, sendo cada camada compactada com 25 pancadas aplicadas com recurso a um pilão. Para concluir esta operação foi retirado o excesso de argamassa com uma espátula, deixando a superfície da argamassa plana ao nível do topo do molde. Seguidamente os provetes foram armazenados para a realização da cura nas condições da norma EN 1015-11 [113].

Quando foi atingido o período de cura estabelecido para a realização do ensaio de flexão, os provetes foram removidos do local armazenamento, nas condições especificadas pela norma, e foram ensaiados no equipamento de ensaio, apresentado na Figura 6.4. A força aplicada ao provete foi gradualmente crescente, de modo contínuo e sem choques, ao ritmo de $50 \pm 10 \text{ N/s}$, até à rotura do provete. O valor da força de rotura, F , foi registado automaticamente pela máquina de ensaio.



Figura 6.4 - Equipamento para a realização do ensaio de flexão.

6.1.1.5.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base na medição efectuada para a força de rotura, F , a resistência à flexão da argamassa, f , foi calculada pela expressão:

$$f = 1.5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (MPa) \quad \text{Equação 6.10}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- F Força máxima aplicada (N);
- l Distância entre os apoios (mm);
- b Largura do prisma (mm);
- d Espessura do prisma (mm).

A resistência à flexão de cada provete foi calculada com uma aproximação de 0.05 N/mm^2 , sendo a resistência média à flexão obtida pela média dos resultados dos provetes ensaiados.

6.1.1.6 Resistência à compressão

A determinação da resistência à compressão das argamassas consiste na aplicação de uma carga à compressão numa área específica dos prismas resultantes do ensaio de resistência à flexão, até à cedência do material. O procedimento de ensaio, para a determinação da resistência à compressão das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio EN 1015-11 [113].

6.1.1.6.1 Metodologia

Os provetes usados no ensaio de compressão das argamassas são os meios prismas obtidos do ensaio de flexão aos quais foi aplicada uma carga à compressão na secção com dimensões $40 \times 40 \text{ mm}^2$. Os provetes foram ensaiados em equipamento adequado para ensaio de compressão, conforme o apresentado na Figura 6.5. A força aplicada ao provete foi gradualmente crescente, de modo contínuo e sem choques, ao ritmo de $2400 \pm 200 \text{ N/s}$, até à rotura do provete. O valor da força de rotura, F , foi registado automaticamente pela máquina de ensaio.



Figura 6.5 - Equipamento para a realização do ensaio de compressão.

6.1.1.6.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base na medição efectuada para a força de rotura, F , a resistência à compressão da argamassa, f , foi calculada pela expressão:

$$f = \frac{F}{A} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Equação 6.11}$$

Sendo:

- F Força máxima aplicada (N);
- A Área de aplicação da carga (mm^2).

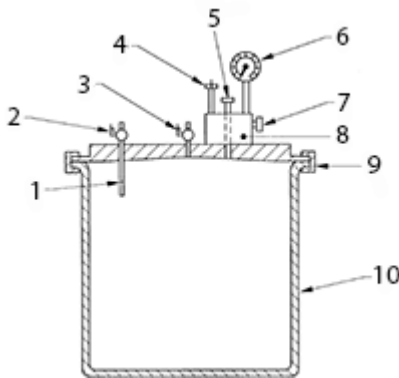
A resistência à compressão de cada provete foi calculada com uma aproximação de 0.05 N/mm^2 , sendo a resistência média à compressão obtida pela média dos resultados dos provetes ensaiados.

6.1.1.7 Teor em ar

A argamassa após a sua compactação inclui uma determinada quantidade de ar na sua composição que 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. O procedimento de ensaio, para a determinação do teor em ar das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio EN 1015-7 [114].

6.1.1.7.1 Metodologia

Para a realização do ensaio foram consideradas duas amostras. As argamassas foram colocadas no recipiente do aparelho de ensaio em quatro camadas aproximadamente iguais, compactadas com 10 pancadas de um pilão normalizado como se apresenta na Figura 6.6.



a) Esquema do equipamento.

- Legenda:
- 1) Extensão de tubo de para verificação da calibração;
 - 2) Válvula A;
 - 3) Válvula B;
 - 4) Bomba;
 - 5) Válvula principal;
 - 6) Manómetro;
 - 7) Válvula para sangrar o equipamento;
 - 8) Câmara de ar;
 - 9) Dispositivo de fixação;
 - 10) Recipiente metálico.



b) Vista do equipamento de ensaio.

Figura 6.6 - Aspectos do ensaio da determinação do teor em ar.

Depois de completado o enchimento do recipiente com argamassa é fechado com tampa correspondente e introduzida, pela válvula A, água para colmatar o espaço de ar existente dentro do aparelho, até ser constatado que a água que sai pela válvula B está isenta de ar. Fecham-se as duas válvulas e realiza-se a bombagem de ar para a câmara. O ensaio finaliza com a abertura da válvula principal. Quando o equilíbrio de pressões for restabelecido será efectuada a leitura no manómetro do valor do teor de ar da amostra.

6.1.1.7.2 Cálculo e expressão dos resultados

O resultado do teor de ar da argamassa fresca foi o valor lido no manómetro do equipamento de ensaio, sendo admitido como válido o valor do teor de ar, se entre dois ensaios consecutivos não existir uma diferença superior a 10% nos valores obtidos.

6.1.1.8 Retracção

A retracção numa argamassa consiste numa redução do seu volume, proveniente 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%, ao longo do seu processo de endurecimento sofre variações volumétricas. É este fenómeno que se pretende analisar nas argamassas ao longo de 84 dias, usando, para tal, instrumentação de medição apropriado. O procedimento de ensaio, para a determinação da retracção total em provetes livres das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio E 398 [115].

6.1.1.8.1 Metodologia

Para a realização do ensaio foram considerados três provetes. Foram produzidos provetes prismáticos de secção quadrada, com as dimensões $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$. Estes prismas são idênticos aos prismas utilizados nos ensaios destinados à determinação da resistência à flexão. Contudo para garantir uma maior fiabilidade nas leituras, foram introduzidos em cada um dos topos do provete um perno metálico, conectado ao provete mediante bucha metálica, a qual foi aplicada na fase de moldagem do provete como pode ser observado Figura 6.7. São medidos o comprimento e a massa de cada um dos provetes, sendo estes armazenados em local onde as condições de temperatura e humidade relativa sejam constantes, respectivamente, $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ e $50 \pm 5\%$. 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.



a) Aspecto dos provetes de ensaio.



b) Sistema de fixação dos pernos.



c) Instrumentação de medição.

Figura 6.7 - Aspectos do ensaio da determinação da retracção.

6.1.1.8.2 Cálculo e expressão dos resultados

O valor da retracção foi o que resultou da média das medições efectuadas (duas por cada topo de provete), num total de quatro registos por provete. Com base na média das medições efectuadas o valor da retracção no fim do período especificado de ensaio, ε_{cs} , foi calculado pela Equação 6.12, sendo o valor da retracção a média dos resultados obtidos de cada um dos provetes ensaiados.

$$\varepsilon_{cs} = \frac{d_f - d_i}{d_i} \quad \text{Equação 6.12}$$

Sendo:

- 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 de ensaio (*mm*).

6.1.1.9 Energia de fractura

A energia de fractura é um parâmetro fundamental na caracterização dos materiais. Esta 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. O procedimento de ensaio, para a determinação da energia de fractura das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio TC50-FMC [116].

6.1.1.9.1 Metodologia

Para a realização do ensaio devem ser considerados no mínimo três provetes. Os provetes devem ser prismáticos de secção quadrada com as dimensões $850 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, sendo construídos e armazenados de acordo com o descrito na norma de ensaio EN 1015-11 [113]. Esta norma foi respeitada com excepção do procedimento de compactação, devido às dimensões dos provetes. Foi usada uma mesa vibratória com funcionamento de aproximadamente 10 s, em detrimento do preconizado pela referida norma, isto é, o recurso à compactação com 25 pancadas aplicadas por intermédio de um pilão.

Após a desmoldagem, os provetes foram acondicionados na câmara húmida. Ao fim de 28 dias foi realizado um pequeno entalhe na zona central do provete, com uma profundidade, N , de 30 *mm* e uma espessura, a , de 6 *mm*, para que o plano de rotura se situe a meio vão. O esquema geométrico do provete encontra-se apresentado na Figura 6.8, onde também é definido o afastamento, S , entre apoios que foi de 800 *mm*, podendo ser observado na Figura 6.9 a) uma panorâmica geral do esquema de ensaio.

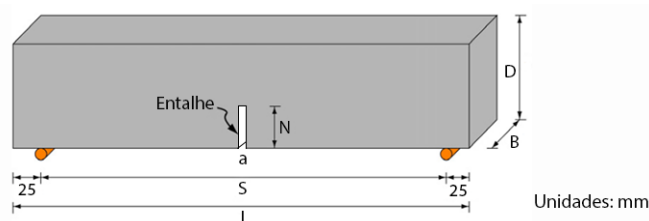


Figura 6.8 - Características geométricas dos provetes.

O actuador usado tinha uma capacidade de carga de 50 kN e os apoios permitiam a rotação dos pontos de apoio da viga. O ensaio foi realizado com controlo da deformação, sendo a medida de controlo corresponde à flecha máxima sofrida pela viga a meio vão.

6.1.1.9.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com base nas medições efectuadas para a evolução da força, F , versus o deslocamento observado, δ , foi possível construir um diagrama do tipo apresentado na Figura 6.9 b), a partir do qual foi avaliada a energia de fractura, G_f , recorrendo para o efeito à seguinte expressão:

$$G_f = \frac{(W_0 + mg\delta_0)}{A_{lig}} \quad (N/m) \quad \text{Equação 6.13}$$

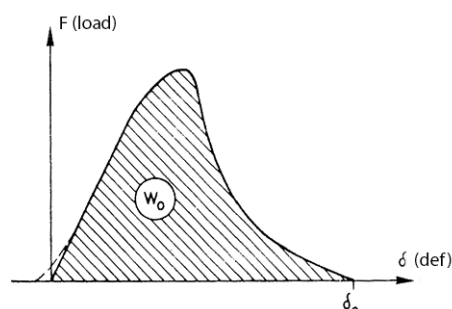
Sendo:

- W_0 Trabalho de deformação total (integral de força versus deslocamento) ($N.m$);
- m Massa da viga entre apoios, incluindo a massa auxiliar do sistema de aplicação da carga (kg);
- g Aceleração gravítica (9.81 m/s^2);
- δ_0 Deformação final da rotura (m);
- A_{lig} Área do alinhamento, $B(D - N)$ (m^2).

A energia de fractura de cada provete foi calculada com uma aproximação de 0.05 N/m, sendo a energia de fractura média obtida pela média dos resultados dos provetes ensaiados.



a) Vista panorâmica do esquema de ensaio.



b) Diagrama tipo força versus deslocamento.

Figura 6.9 - Aspectos genéricos do ensaio da determinação da energia de fractura.

6.1.2 Ligantes

Os ligantes considerados neste trabalho foram o cimento, a cal hidráulica e a cal hidratada, estando as suas características principais apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Ligantes utilizados na produção de argamassas tradicionais.

DESIGNAÇÃO	CIMENTO	CAL HIDRÁULICA	CAL HIDRATADA
Classe	CEM II B-L 32.5N	NHL 5	CL 90
Resistência à compressão	32.5 MPa (28 dias)	5 MPa (28 dias)	
Massa volúmica real	3.15 kg/dm ³	2.60 kg/dm ³	2.00 kg/dm ³
Massa volúmica aparente	1.20 kg/dm ³	0.60 kg/dm ³	0.45 kg/dm ³

6.1.3 Agregados

Em Portugal não existem normas que definam qual o enquadramento que devem obedecer as curvas granulométricas das areias destinadas ao fabrico das argamassas para o assentamento das unidades de alvenaria. Existe uma norma de aceitação do produto, a NP EN 13139 [119], que especifica as propriedades dos agregados e dos fillers obtidos a partir do processamento de materiais naturais, artificiais ou reciclados, e das misturas destes agregados para utilização em argamassas, nas quais se incluem as argamassas para alvenaria. Segundo esta norma, o produtor deve documentar e declarar a granulometria típica para cada dimensão do agregado fino produzido, a qual deverá situar-se dentro das tolerâncias definidas pela norma relativamente à granulometria típica declarada pelo produtor.

Esta situação deixa um vazio normativo que obriga necessariamente a elaboração de estudos no sentido de escolher as areias com granulometrias convenientes, de modo a minimizar a relação água *versus* cimento para obter melhor desempenho da argamassa quando endurecida.

Ao nível internacional destacam-se dois documentos normativos que visaram o preenchimento desse vazio: a norma americana ASTM C144-03 [120] e a norma britânica BS 1200 [121]. Estas duas normas definem os limites granulométricos das areias destinadas ao fabrico de argamassas para o assentamento das unidades de alvenaria, estando esses limites apresentados na Tabela 6.2. Assim, uma vez que a normalização portuguesa não obriga a nenhuma granulometria específica para execução da argamassa para alvenaria, adoptou-se que as areias seleccionadas para este estudo deverão estar enquadradas dentro dos fusos granulométricos definidos pela BS 1200 [121], uma vez que os limites impostos pela norma ASTM C144-03 [120] são mais restritivos e, a serem adoptados, reduziriam significativamente, o numero de areias disponíveis para o estudo.

Tabela 6.2 - Limites granulométricos das areias destinadas ao fabrico de argamassas de assentamento [120, 121].

PENEIRO (mm)	BS 1200 [121]				ASTM C144-03 [120]	
	Areia tipo S		Areia tipo G			
	Inferior (%)	Superior (%)	Inferior (%)	Superior (%)	Inferior (%)	Superior (%)
6.300	100	100	100	100	100	100
5.000	98	100	98	100	100	100
2.360	90	100	90	100	95	100
1.180	70	100	70	100	70	100
0.600	40	100	40	100	40	75
0.300	5	70	20	90	10	35
0.150	0	15	0	25	2	15
0.075	0	5 a)	0	8 b)	0	0

a) 10% Areias britadas

b) 12% Areias britadas

Perante estas considerações iniciais colocam-se vários desafios relativamente aos agregados destinados ao fabrico das argamassas, nomeadamente os relacionados com a dificuldade do enquadramento legislativo dos agregados a considerar nas argamassas, a granulometria adequada e a natureza (natural ou artificial) mais conveniente. Para tentar responder aos desafios colocados, foi desenvolvida uma estratégia que passa pela seguinte metodologia:

- Selecção prévia de um conjunto de areias no mercado, dentro dos critérios de aceitação da norma NP EN 13139 [119], para a verificação do enquadramento na norma BS 1200 [121];
- Selecção de três areias de origem natural e três de origem artificial, com enquadramentos distintos nos limites granulométricos propostos pela norma BS 1200 [121], para a escolha da granulometria adequada para o fabrico das argamassas;
- A resposta pretendida acerca da influência da natureza das areias no fabrico das argamassas será obtida mais adiante com a determinação das propriedades das argamassas, a partir de duas areias escolhidas (uma natural e outra artificial).

6.1.3.1 Selecção prévia dos agregados

A selecção dos agregados a considerar neste estudo teve como base o conjunto de fornecedores disponíveis para o mercado da construção civil, dos quais foram considerados dois, tentando abranger, tanto quanto possível, a proveniência das areias, assim como, a sua origem.

Ao conjunto de areias seleccionadas foi realizada a análise granulométrica para verificar os critérios de aceitação da norma NP EN 13139 [119] face aos valores declarados pelos produtores e o enquadramento nos fusos recomendados pela norma BS 1200 [121], sendo nesta considerado o critério relativo a areias do tipo S, pois será o tipo de areia que conduz à minimização do consumo de ligante devido a promover uma granulometria com mais finos.

Na Tabela 6.3 são apresentados os diversos dados relativos a cada uma das areias em estudo, nomeadamente, o nome da entidade que as comercializa, a referência, a origem e o local onde foram extraídas ou o local de proveniência da rocha que deu origem ao produto britado. É apresentado o resultado relativo à análise granulométrica efectuada, face ao enquadramento nas normas NP EN 13139 [119] e BS 1200 [121].

Tabela 6.3 - Identificação e enquadramento normativo dos agregados.

IDENTIFICAÇÃO DA AREIA				ENQUADRAMENTO NAS NORMAS	
Produtor	Referência	Origem	Proveniência	NP EN 13139 [12]	BS 1200 [121]
<i>SUPERINERTES</i>	211	Artificial	Norte	Sim	Não
<i>SUPERINERTES</i>	214	Artificial	Norte	Sim	Sim
<i>SUPERINERTES</i>	314	Artificial	Norte	Sim	Não
<i>SUPERINERTES</i>	Externa	Natural	Norte	Sim	Não
<i>SUPERINERTES</i>	501	Natural	Norte	Sim	Não
<i>SUPERINERTES</i>	505	Natural	Norte	Sim	Não
<i>SUPERINERTES</i>	Algarvia	Natural	Sul	Sim	Sim
<i>BETECNA</i>	Leiria	Natural	Centro	Sim	Sim
<i>BETECNA</i>	Monte Redondo	Natural	Centro	Sim	Sim

As curvas granulométricas das areias de origem natural encontram-se apresentadas na Figura 6.10 onde pode ser observado o seu posicionamento no fuso proposto pela norma BS 1200 [121] relativo a areias do tipo S. Das areias naturais analisadas só três areias se encontram dentro dos limites estabelecidos, pelo que, de acordo com a referida norma, as restantes não teriam condições para serem utilizadas no fabrico de argamassas para assentamento de unidades de alvenaria.

Relativamente às areias artificiais, também é possível observar na Figura 6.11 o enquadramento nos limites e nas condições anteriormente referidos. Neste conjunto de areias analisadas só uma delas se enquadrou nos limites estabelecidos. Da análise granulométrica efectuada às areias seleccionadas, foi verificado se as curvas granulométricas obtidas, se situam dentro dos critérios de tolerância definidos pela norma NP EN 13139 [119] face aos valores declarados pelos produtores, tendo-se constatado que todas as areias cumpriam esses mesmos requisitos, realçando-se por este facto, o empenho dos produtores no desenvolvimento de procedimentos no sentido de terem o seu produto dentro das exigências da normalização europeia.

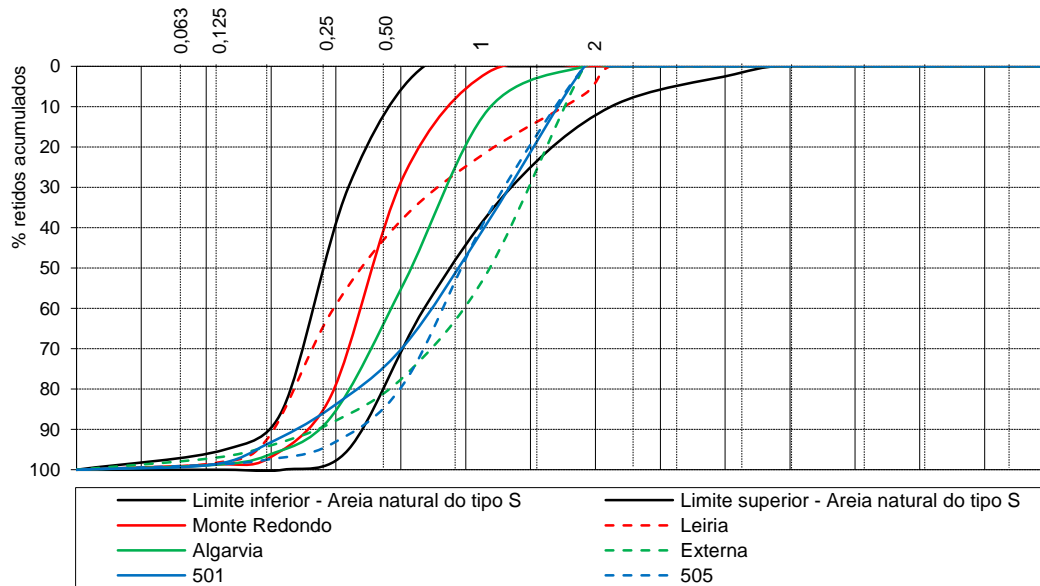


Figura 6.10 - Enquadramento das areias naturais nos fusos granulométricos da BS 1200 [121].

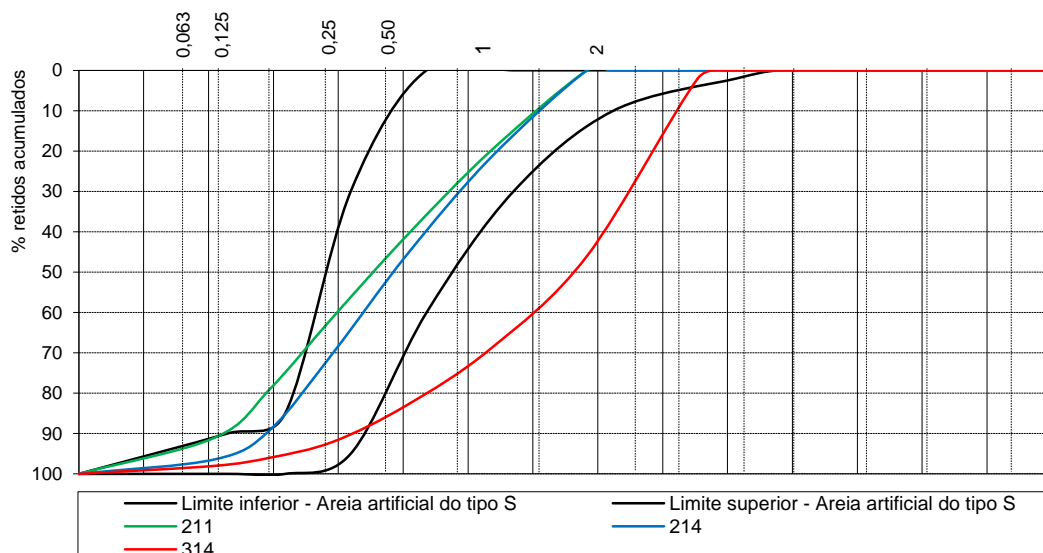


Figura 6.11 - Enquadramento das areias artificiais nos fusos granulométricos da BS 1200 [121].

6.1.3.2 Definição da granulometria adequada para o fabrico das argamassas

Na sequência dos resultados obtidos no subcapítulo anterior, seleccionaram-se três areias de origem natural e três de origem artificial, com enquadramentos distintos nos limites granulométricos propostos pela norma BS 1200 [121], para a escolha da granulometria adequada para o fabrico das argamassas. Contudo, em duas das areias com referência 211 e LEIRIA, houve a necessidade de realizar uma correcção granulométrica para enquadramento nos limites preconizados pela norma BS 1200 [121] relativos à areia do tipo S. Na Tabela 6.4 encontram-se identificadas as areias seleccionadas para o estudo a levar a efeito. As curvas granulométricas e os limites propostos pela norma BS 1200 [121] são apresentadas para as areias naturais e artificiais, respectivamente, na Figura 6.12 e na Figura 6.13. Na Tabela 6.5 apresentam-se as principais características físicas das areias que interessam à composição das argamassas, nomeadamente a massa volúmica e a massa volúmica aparente, recorrendo-se respectivamente, à norma NP EN 1097-6 [111] e à norma NP EN 1097-3 [110].

Tendo sido definidas as curvas granulométricas das areias seleccionadas e determinadas as suas principais propriedades físicas, importa estabelecer a metodologia que permita dar resposta ao objectivo deste subcapítulo, que é o de escolher duas areias (uma natural e outra artificial) que mais se adequem ao fabrico de uma argamassa corrente para assentamento de unidades de alvenaria.

Tabela 6.4 - Identificação das areias seleccionadas.

DESIGNAÇÃO	IDENTIFICAÇÃO DA AREIA				OBSERVAÇÕES
	Produtor	Referência	Origem	Proveniência	
211-Corrigida	<i>SUPERINERTES</i>	211	Artificial	Norte	Retirado o material ≥ 0.5 mm
214	<i>SUPERINERTES</i>	214	Artificial	Norte	
314	<i>SUPERINERTES</i>	314	Artificial	Norte	
Leiria-Corrigida	<i>BETECNA</i>	Leiria	Natural	Centro	Retirado o material ≥ 0.5 mm
Monte Redondo	<i>BETECNA</i>	Monte Redondo	Natural	Centro	
505	<i>SUPERINERTES</i>	505	Natural	Norte	

Tabela 6.5 - Características físicas das areias.

DESIGNAÇÃO	NP EN 1097-6 [111]				NP EN 1097-3 [110]
	Material impermeável (kg/dm ³)	Partículas saturadas (kg/dm ³)	Partículas secas (kg/dm ³)	Absorção de água (%)	Massa volúmica aparente (kg/dm ³)
211-Corrigida	2.63	2.60	2.59	0.5	1.36
214	2.67	2.64	2.63	0.5	1.49
314	2.66	2.64	2.62	0.6	1.51
Leiria-Corrigida	2.41	2.37	2.34	1.2	1.40
Monte Redondo	2.50	2.44	2.40	1.6	1.54
505	2.65	2.61	2.59	0.8	1.55

Neste sentido a metodologia seguida foi a de estudar uma composição para uma argamassa cuja classe de resistência pretendida era a M5, ao traço volumétrico 1:4 de cimento e areia. A determinação da quantidade de água necessária para hidratar o cimento e molhar os agregados, foi baseada no método rigoroso de Bolomey de acordo com a Equação 4.8. Fixando o ligante e a classe de resistência pretendida M5 (traço 1:4), as variáveis consideradas foram os seis tipos de areia apresentados anteriormente.

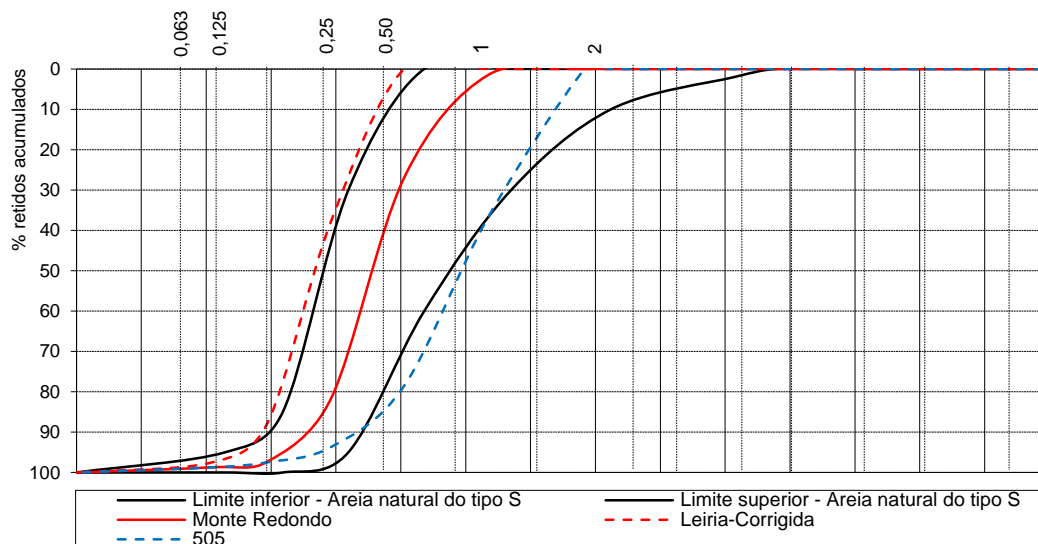


Figura 6.12 - Seleção final das areias naturais e enquadramento na norma BS 1200 [121].

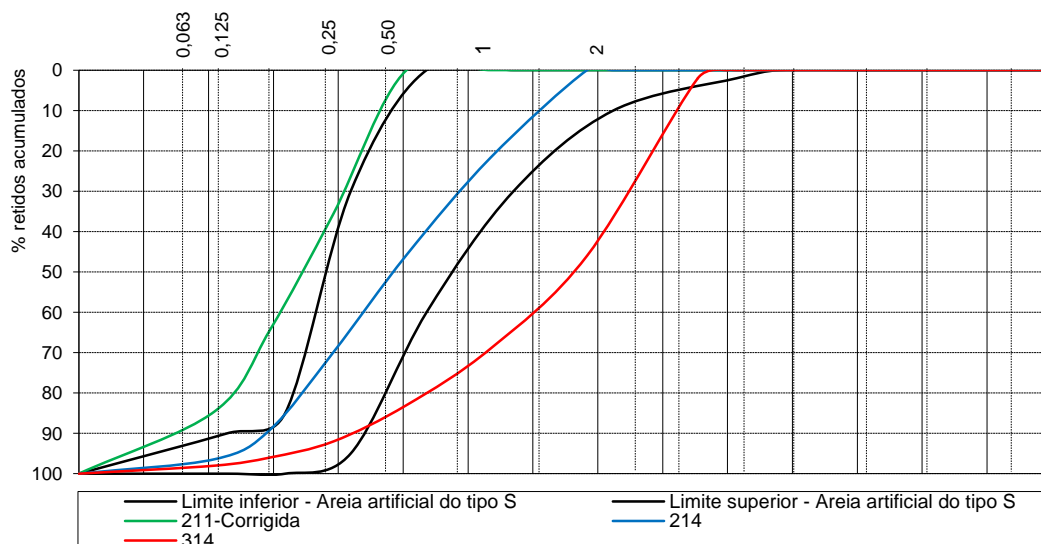


Figura 6.13 - Seleção final das areias artificiais e enquadramento na norma BS 1200 [121].

Tentando fixar a mesma razão A/C (água *versus* cimento) para todos os diferentes tipos de areias, seria impossível obtermos uma trabalhabilidade idêntica, ou mesmo razoável, em todas as argamassas, uma vez que as areias possuem curvas granulométricas muito diferenciadas, desde muito finas até grossas originando composições com trabalhabilidades distintas, como se evidencia na Figura 6.14.

Não sendo possível cumprir a mesma razão A/C já que as areias eram bastante distintas, fixou-se a trabalhabilidade avaliada pelo ensaio da mesa de espalhamento em 160 mm, e com esse valor ajustou-se o parâmetro N do método rigoroso de Bolomey para a quantidade de água de cada amassadura. As composições obtidas para as argamassas apresentam-se seguidamente na Tabela 6.6, designadas pelas letras XY, onde X indica a proveniência com A

(Artificial) ou *N* (Natural), e *Y* indica o enquadramento na curva granulométrica na norma BS 1200 [121] com *E* (Esquerda), *C* (central) e *D* (Direita).



Figura 6.14 - Espalhamento de algumas argamassas para a mesma razão *A/C*.

Tabela 6.6 - Estudo de composição da argamassa de cimento de classe M5.

ARGAMASSA	CIMENTO (kg)	AREIA		ÁGUA (dm ³)	<i>A/C</i>	<i>N</i>
		Designação	(kg)			
AE	1.2	211-Corrigida	5.42	1.62	1.35	0.241
AC	1.2	214	5.98	1.38	1.15	0.178
AD	1.2	314	6.04	1.14	0.95	0.137
NE	1.2	Leiria-Corrigida	5.59	1.51	1.26	0.215
NC	1.2	Monte Redondo	6.16	1.36	1.13	0.169
ND	1.2	505	6.19	0.98	0.82	0.109

Seguidamente, com estas composições, foram realizados prismas 40x40x160 mm³ para serem ensaiados à compressão e a flexão segundo a norma EN 1015-11 [113]. Os resultados obtidos aos 28 dias, para as argamassas fabricadas com as areias seleccionadas apresentam-se na Figura 6.15.

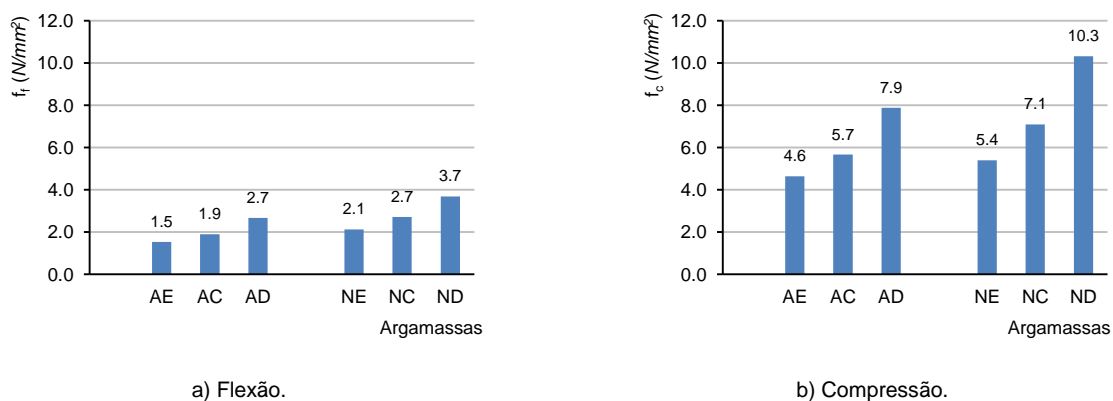


Figura 6.15 - Resistência das argamassas.

Como se pode constatar pela análise dos gráficos das figuras anteriores, as argamassas de areias situadas à esquerda (com agregados de menores dimensões) do fuso granulométrico imposto pela BS1200 [121] (AE e NE) apresentam resultados baixos de resistência quando comparadas com as argamassas de areias situadas à direita (com agregados de maiores dimensões) do fuso (AD e ND). Na realidade a argamassa de areia artificial à esquerda do fuso, AE, acabou por ficar aquém da classe de resistência pretendida, 4.6 MPa, quando o mínimo desejável era 5 MPa. Este facto deveu-se à quantidade de água que foi necessário adicionar às amassaduras (mantendo a dosagem de cimento inalterável) com areias de

agregados de menores dimensões de modo a obter a trabalhabilidade desejada (160 mm de espalhamento), ao contrário das argamassas de areias de agregados de maiores dimensões, AD e ND, que precisaram de muito menos água para atingir o mesmo espalhamento.

Podemos ainda concluir que, para a mesma natureza do agregado, excluindo os resultados máximo e mínimo da resistência à compressão, resulta que o valor intermédio desta propriedade é conseguido à custa das areias situadas dentro dos limites do fuso, sendo no caso das areias artificiais aquela que apresenta o resultado mais próximo da classe de resistência pretendida. A argamassa de areia natural, NC, obteve valores superiores à de areia artificial, AC, para as mesmas classes de resistência. Uma outra conclusão importante a retirar desta fase do estudo é que, apesar de se ter adoptado o mesmo espalhamento para todas as argamassas, o que implicitamente devia significar uma trabalhabilidade similar para todas elas, verificamos no decorrer dos ensaios, pelo seu manuseamento, que todas elas apresentaram uma trabalhabilidade diferente. As argamassas mais fáceis de trabalhar foram as fabricadas com areias naturais em detrimento das fabricadas com areias artificiais. Dentro das areias naturais sem dúvida que a areia “Monte Redondo”, que se encontra dentro do fuso, foi a que se apresentou como sendo a ideal em termos de facilidade de manuseamento da argamassa.

6.1.4 Formulação da composição das argamassas para incorporação no Anexo Nacional do EC6 [1]

Após análise da influência do posicionamento das curvas granulométricas das areias dentro e fora dos fusos granulométricos, optou-se por realizar apenas o estudo das argamassas com as areias situadas na zona central dos limites propostos pela BS 1200 [121]. Entre as areias artificiais analisadas foi escolhida a areia 214 do fornecedor *SUPERINERTES* e Monte Redondo do fornecedor *BETECNA* para as areias naturais.

Assim, com base nestas duas areias, procurou-se estabelecer as diversas composições que poderão servir de base para incorporar no Anexo Nacional do EC6 [1]. Para tal, adoptou-se a mesma metodologia já estabelecida anteriormente. Pelo manuseamento das argamassas anteriormente estudadas, nomeadamente das realizadas com as areias da zona central dos limites propostos pela BS 1200 [121], fixou-se a trabalhabilidade avaliada pelo ensaio da mesa de espalhamento em 160 mm, pois parece ser o valor mais adequado para fabricar a argamassa destinada ao assentamento de unidades de alvenaria de tijolo. Posteriormente, com esse valor alvo, ajustou-se o parâmetro *N* do método rigoroso de Bolomey para a quantidade de água de cada amassadura.

Para os vários tipos de argamassas em função da classe de resistência esperada e do tipo de ligante, foram estabelecidas as composições finais, apresentadas na Tabela 6.7. Do conjunto das argamassas fabricadas, foram constituídos provetes com as dimensões 40x40x160 mm³ para a realização de ensaios, de acordo com as indicações da norma EN 1015-11 [113], para a determinação da classe de resistência à compressão, assim como, a resistência à flexão. Os resultados dos ensaios de resistência à compressão e de resistência à flexão são apresentados respectivamente, nas figuras seguintes (Figura 6.16 e Figura 6.17).

Os resultados obtidos confirmam que as argamassas fabricadas com areia natural apresentam valores de resistência à compressão mais elevados dentro da mesma classe de resistência e para o mesmo ligante que as produzidas com areia artificial. Tal facto, prende-se essencialmente, com a maior quantidade de água utilizada nas amassaduras das argamassas de areia artificial para conseguir o espalhamento fixado para todas as argamassas. Estas

argamassas precisavam de mais água que as argamassas de areia natural. A razão A/C é um parâmetro importante para se obterem elevadas resistências mecânicas. Tendo em conta que essa razão é mais elevada nas argamassas de areia artificial, os valores obtidos para a resistência à compressão foram menores.

Tabela 6.7 - Composição das argamassas usadas no estudo.

ARGAMASSA		LIGANTE (kg)			AREIA		ÁGUA (dm ³)	A/C	N
Referência	Classe	Cimento	Cal Hidráulica	Cal Hidratada	Origem	(kg)			
M2_C_A	M2	1.20	-	-	Artificial	8.96	2.03	1.69	0.192
M2_C_N	M2	1.20	-	-	Natural	9.24	2.03	1.69	0.186
M5_C_A	M5	1.20	-	-	Artificial	5.98	1.38	1.15	0.178
M5_C_N	M5	1.20	-	-	Natural	6.16	1.36	1.13	0.169
M10_C_A	M10	1.20	-	-	Artificial	4.48	1.03	0.86	0.161
M10_C_N	M10	1.20	-	-	Natural	4.62	1.00	0.83	0.147
M2_C+HL_A	M2	1.20	0.60	-	Artificial	10.43	2.52	2.10	0.204
M2_C+HL_N	M2	1.20	0.60	-	Natural	10.78	2.05	1.71	0.154
M5_C+HL_A	M5	1.20	0.60	-	Artificial	7.45	1.73	1.44	0.180
M5_C+HL_N	M5	1.20	0.60	-	Natural	7.70	1.54	1.28	0.149
M2_C+HT_A	M2	1.20	-	0.68	Artificial	10.43	2.40	2.00	0.195
M2_C+HT_N	M2	1.20	-	0.68	Natural	10.78	2.25	1.87	0.174
M5_C+HT_A	M5	1.20	-	0.68	Artificial	7.45	1.85	1.54	0.198
M5_C+HT_N	M5	1.20	-	0.68	Natural	7.70	1.46	1.44	0.176

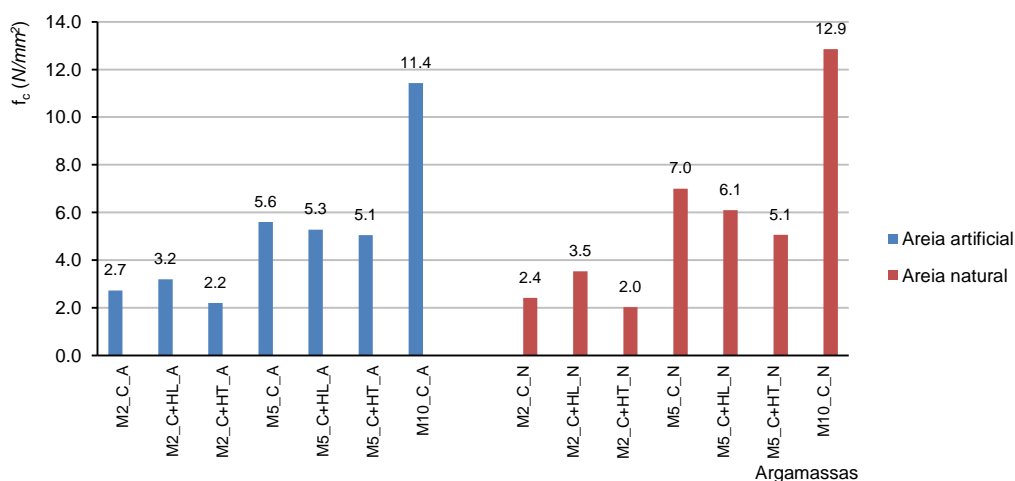


Figura 6.16 - Resistências médias à compressão das argamassas.

As amassaduras de argamassas de cimento destinadas à obtenção das classes de resistência M2, M5 e M10 apresentam resistências adequadas, verificando-se mais uma vez, a tendência da areia natural, “Monte Redondo”, para conduzir à obtenção de melhores resultados do que a areia artificial, “214”, à exceção do ocorrido na argamassa “M2_C_A” onde se verificou o contrário. Podemos verificar que as argamassas de cimento e cal hidráulica obtiveram os resultados esperados, verificando-se uma vez mais, a tendência para valores mais elevados com a utilização da areia natural, “Monte Redondo”. À exceção das argamassas produzidas destinadas à obtenção das classes de resistência M5, as argamassas de cimento e cal hidratada, também apresentaram os resultados esperados relativamente à classe de resistência para as quais foram formuladas as composições. Contudo, relativamente à

diferença nos valores da compressão quando comparadas as duas areias tal não foi tão evidente, mas também se verificou que a areia natural apresentava melhores resultados. Tal facto deve-se ao endurecimento destas argamassas se processar em parte por carbonatação, enquanto as de cimento e cimento e cal hidráulica o processo de endurecimento é maioritariamente por hidratação, e mais acelerado que o primeiro.

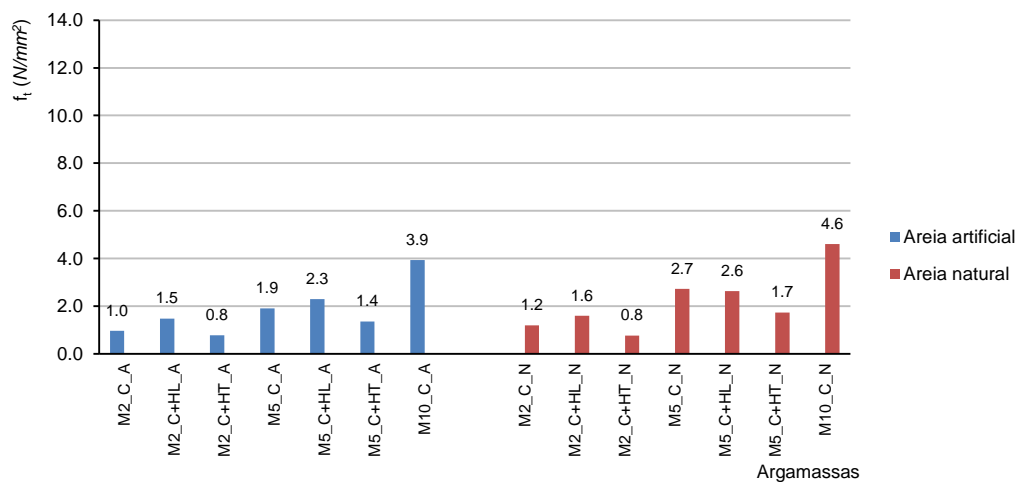


Figura 6.17 - Resistências médias à flexão das argamassas.

Assim, e na linha de outros documentos normativos internacionais, admite-se que a Tabela 6.8 possa ser incorporada no Anexo Nacional do EC6 [1]. Contudo, deverão ser atendidos os pressupostos já referidos, nomeadamente, a necessidade de adoptar areias naturais ou artificiais com curvas granulométricas situadas entre os limites granulométrico propostos pela BS 1200 [121] para uma areia tipo S e de uma razão A/C resultado da consideração de um espalhamento de 160 mm. Os traços volumétricos apresentados na Tabela 6.8 poderão conduzir à obtenção de argamassas onde serão expectáveis as classes de resistência indicadas, podendo a referida tabela servir de meio expedito para determinar as composições de argamassas adequadas, destinadas a dar resposta a uma classe de resistência exigida.

Tabela 6.8 - Resumo dos traços proposto para incorporar o Anexo Nacional do EC6 [1].

CLASSE	COMPOSIÇÃO VOLUMÉTRICA				TENSÃO MÍNIMA DE ROTURA À COMPRESSÃO (28 Dias) (MPa)
	Cimento	Cal Hidráulica	Cal Hidratada	Areia	
M10	1			3	10.0
M5	1			4	5.0
M5	1	1		5	5.0
M5	1		1 ½	5	5.0
M2	1			6	2.0
M2	1	1		7	2.0
M2	1		1 ½	7	2.0

6.1.5 Argamassas industriais

Tendo atingido um dos objectivos propostos, que foi a formulação de diversas composições de argamassas para servirem de base para a incorporação no Anexo Nacional do EC6 [1], para atingir o objectivo seguinte, isto é, para o conhecimento das propriedades das argamassas de

utilização corrente, importa acrescentar às argamassas já analisadas, as argamassa industriais, pois tem-se assistido a uma crescente aplicação das mesmas nos trabalhos de construção, com enfoque nas argamassas de assentamento.

Assim serão adicionadas ao presente estudo duas argamassas industriais: uma argamassa seca, com a designação comercial *CIARGA* e uma argamassa estabilizada (Pronta) com a designação comercial *BETECNA*. As suas características, de acordo com informação dos respectivos produtores, são apresentadas na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Características das argamassas industriais.

GRANDEZA	PRODUTOR	
	CIARGA	BETECNA
Espalhamento (<i>cm</i>)	16 ± 5	16 ± 5
Resistência à compressão aos 28 dias (<i>MPa</i>)	≥ 5	≥ 10
Módulo de elasticidade dinâmico (<i>GPa</i>)	10 a 13	-
Tempo aberto (<i>min</i>)	> 60	> 1140
Densidade fresca (<i>kg/m³</i>)	1950 ± 200	1750 ± 200
Baridade (<i>kg/m³</i>)	1500 ± 200	1300 ± 200

6.1.6 Avaliação experimental das principais propriedades das argamassas

Neste subcapítulo irá proceder-se à avaliação das propriedades das argamassas de utilização corrente. Para tal serão consideradas todas as argamassas cuja composição já foi alvo de estudo no subcapítulo 6.1.4, assim como, as argamassas industriais apresentadas no subcapítulo anterior.

Para atingir o objectivo proposto, estas argamassas irão ser alvo da seguinte campanha de ensaios:

- Determinação da resistência à flexão e à compressão para as idades de 7, 14 e 28 dias;
- Determinação do teor em ar da argamassa fresca;
- Determinação da retracção para um período de 84 dias;
- Determinação da energia de fractura.

6.1.6.1 Resistência à flexão e à compressão

Para avaliar a resistência à flexão e à compressão, assim como, a respectiva evolução para as idades de 7, 14 e 28 dias, foi realizada nova campanha de ensaios, recorrendo para o efeito à norma de ensaio EN 1015-11 [113]. Nestes ensaios foram considerados três provetes para cada uma das idades consideradas e para cada uma das argamassas em estudo.

Os resultados obtidos, referentes à evolução das resistências médias à compressão das argamassas são apresentados na Figura 6.18 e na Figura 6.19, respectivamente para argamassas fabricadas com areia artificial e areia natural. Os resultados respeitantes à evolução das resistências médias à flexão das argamassas são apresentados na Figura 6.20 e na Figura 6.21, respectivamente para argamassas fabricadas com areia artificial e areia natural.

As conclusões relativas ao comportamento das argamassas retiradas nos subcapítulos anteriores foram de igual modo confirmadas nesta campanha de ensaios. Contudo relativamente à evolução das resistências importa referir algumas observações efectuadas.

Assim, deste estudo, pode concluir-se que as argamassas de cimento fabricadas com a areia artificial, apesar de apresentarem valores inferiores de resistência máxima à compressão, revelaram uma taxa de crescimento da resistência entre os 7 e os 14 dias superior à observada em relação à obtida quando se recorre, para estas argamassas, à utilização de areia natural. Contudo, para essas mesmas argamassas, quando o período de análise passa dos 14 para os 28 dias, verifica-se a situação inversa.

Por outro lado e apesar de, também, apresentarem valores inferiores de resistência máxima à compressão. Nas argamassas de cimento, cal hidratada e areia artificial, foi possível constatar que a taxa de crescimento da resistência entre os 7 e os 14 dias é inferior à observada em relação à obtida quando se recorre para estas argamassas à utilização de areia natural. Contudo, para essas mesmas argamassas, quando o período de análise passa dos 14 para os 28 dias, verifica-se a situação inversa.

As argamassas de cimento e cal hidráulica, analisadas sobre os aspectos supra referidos, apresentaram um comportamento misto, não sendo possível evidenciar qualquer padrão de comportamento.

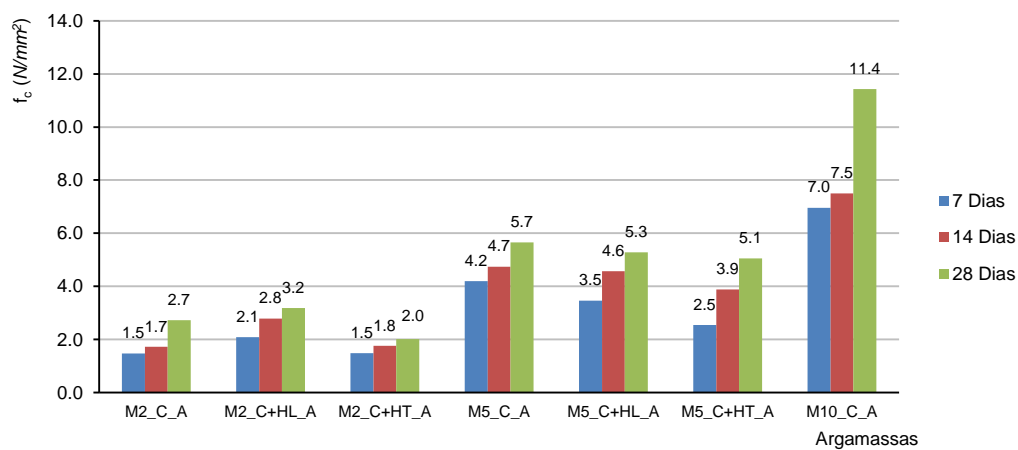


Figura 6.18 - Evolução das resistências médias à compressão das argamassas fabricadas com areia artificial.

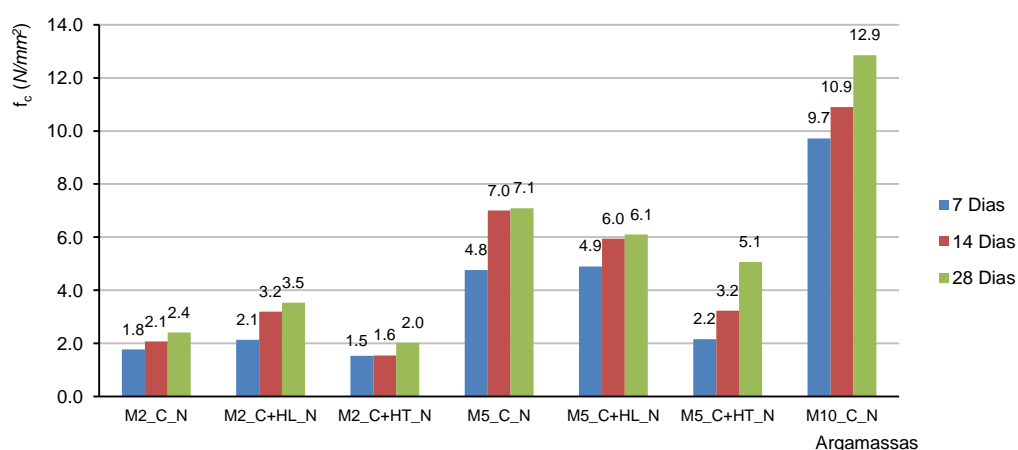


Figura 6.19 - Evolução das resistências médias à compressão das argamassas fabricadas com areia natural.

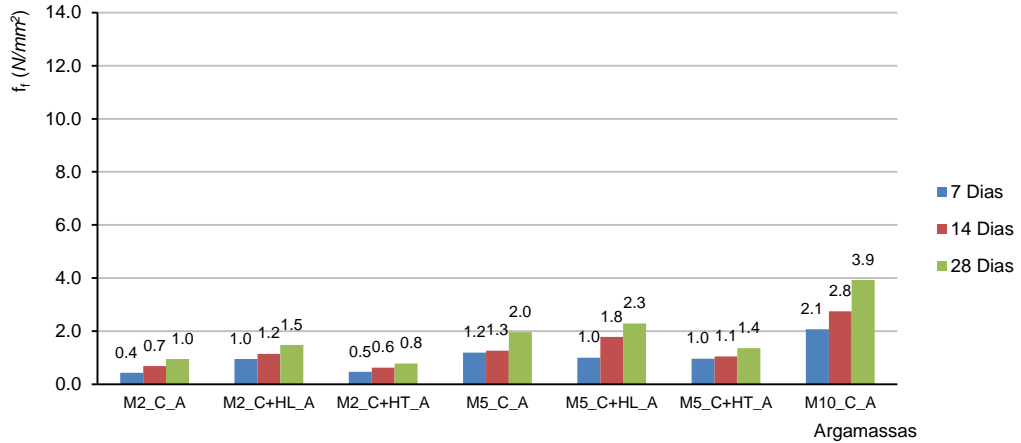


Figura 6.20 - Evolução das resistências médias à flexão das argamassas fabricadas com areia artificial.

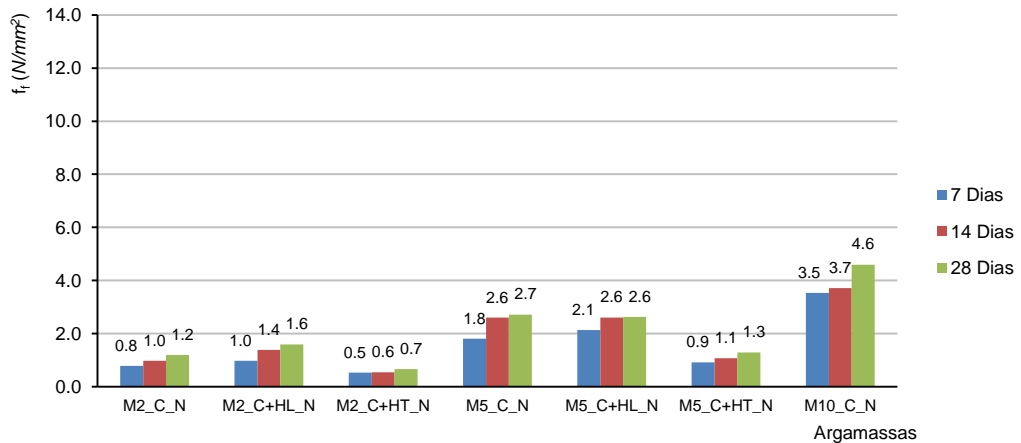


Figura 6.21 - Evolução das resistências médias à flexão das argamassas fabricadas com areia natural.

Para resistências médias à flexão pode concluir-se que todas as argamassas fabricadas com areia artificial revelaram uma taxa de crescimento de resistência entre os 14 para os 28 dias superior à observada em relação à obtida quando se recorre para estas argamassas à utilização de areia natural. Para as restantes idades, todas as argamassas analisadas apresentaram um comportamento misto, não sendo possível evidenciar qualquer padrão de comportamento.

Na Figura 6.22 são apresentados os resultados relativos à evolução das resistências médias à compressão e a flexão das argamassas industriais. Relativamente às argamassas industriais a primeira conclusão que importa apresentar é o facto da argamassa seca *CIARGA* não ter atingido a resistência máxima à compressão anunciada pelo produtor, apesar do referido ensaio ter sido repetido para confirmação dos valores encontrados. Outra conclusão que importa referir é a elevada taxa de crescimento da resistência média à compressão experimentada pela argamassa estabilizada *BETECNA* para a idade compreendida entre os 14 e os 28 dias.

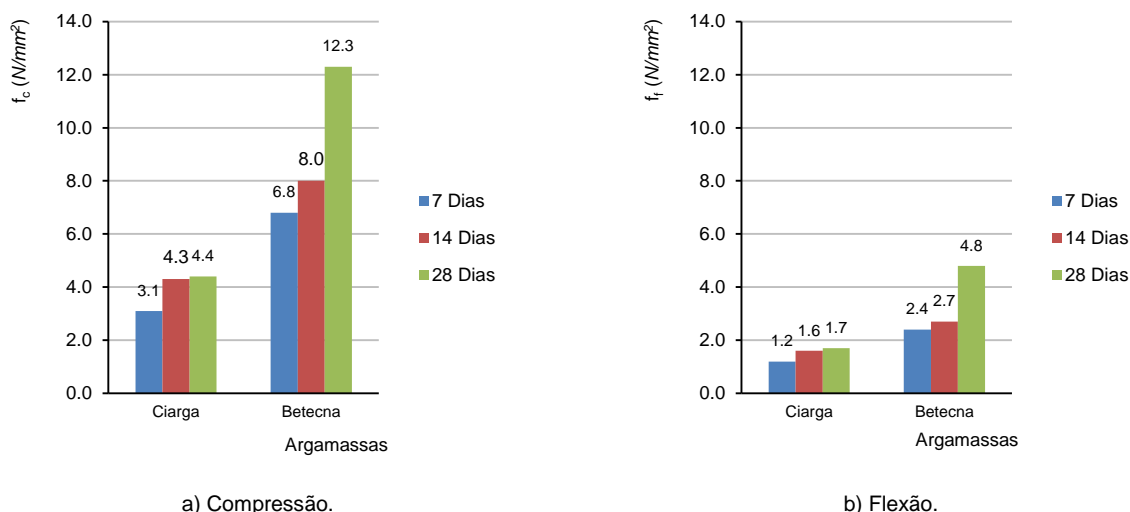


Figura 6.22 - Evolução das resistências médias das argamassas industriais.

Na Tabela 6.10 encontram-se resumidos os resultados dos ensaios relativos aos valores médios da resistência à flexão e da resistência à compressão, assim como, para cada tipo de argamassa estudada, o desvio padrão da amostra, relativo a cada um dos parâmetros médios determinados.

Tabela 6.10 - Resultados da resistência média à flexão e à compressão das argamassas.

ARGAMASSA	CLASSE PRETENDIDA	FLEXÃO		COMPRESSÃO	
		f_f (N/mm^2)	s (N/mm^2)	f_c (N/mm^2)	s (N/mm^2)
M2_C_A	M2	0.96	0.07	2.73	0.16
M2_C_N	M2	1.19	0.11	2.41	0.24
M5_C_A	M5	1.97	0.13	5.66	0.46
M5_C_N	M5	2.72	0.23	7.09	0.45
M10_C_A	M10	3.93	0.04	11.43	0.58
M10_C_N	M10	4.60	0.38	12.85	0.78
M2_C+HL_A	M2	1.48	0.09	3.19	0.27
M2_C+HL_N	M2	1.59	0.09	3.53	0.22
M5_C+HL_A	M5	2.29	0.04	5.28	0.22
M5_C+HL_N	M5	2.63	0.07	6.10	0.15
M2_C+HT_A	M2	0.78	0.03	2.02	0.09
M2_C+HT_N	M2	0.67	0.19	2.03	0.19
M5_C+HT_A	M5	1.36	0.02	5.05	0.19
M5_C+HT_N	M5	1.29	0.11	5.06	0.10
CIARGA	M5	1.70	0.33	4.40	1.46
BETECNA	M10	4.80	0.13	12.30	0.13

Legenda: f_f resistência média à flexão; f_c resistência média à compressão; s desvio padrão.

6.1.6.2 Teor em ar

O procedimento de ensaio para a determinação do teor em ar das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio EN 1015-7 [114], considerando duas amostras por tipo de argamassa ensaiada. Os resultados obtidos para as argamassas em estudo são os apresentados na Figura 6.23.

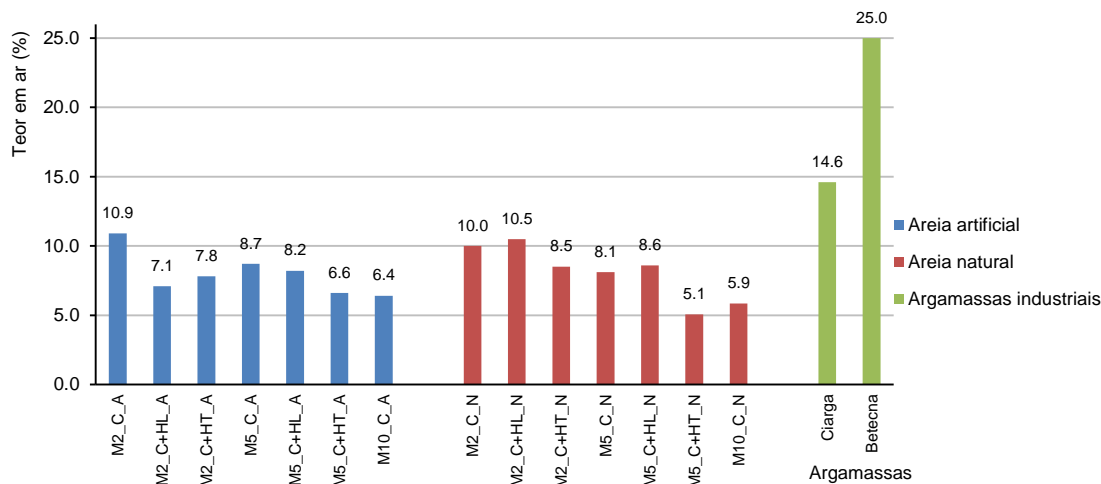


Figura 6.23 - Resumo dos resultados do teor em ar das argamassas.

As argamassas de cimento em que se utilizaram areias artificiais apresentaram maior valor de teor em ar para as três classes de resistência analisadas. Verificou-se também, que o teor em ar diminuía com o aumento da percentagem de ligante, ou seja com o aumento da classe de resistência, como se mostra na Figura 6.24.

Para as argamassas mistas, na determinação do teor em ar, não foi possível tirar a mesma conclusão relativamente ao tipo de areia. Verificou-se que as argamassas de cimento e cal hidráulica com areias naturais apresentaram maior valor de teor em ar para ambas as classes de resistência. Relativamente à análise dos resultados entre as duas classes não se pode tirar uma conclusão. Verificou-se que para a classe M2, enquanto a areia artificial apresentava um menor valor de teor em ar do que a classe M5, enquanto na areia natural aconteceu precisamente o contrário.

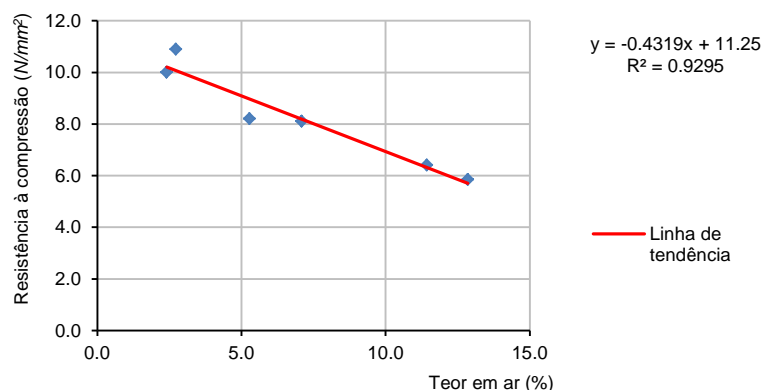


Figura 6.24 - Relação entre a resistência à compressão e o teor em ar das argamassas fabricadas com cimento e areia.

Para as argamassas de cimento e cal hidratada verificou-se, mais uma vez, que as areias naturais apresentavam um valor mais elevado de teor em ar para ambas as classes de resistência, enquanto fazendo a análise entre as classes de resistência verificou-se que quanto maior a classe, e, consequentemente a percentagem de ligante, menor era o valor do teor em ar, com excepção das argamassas de areia artificial que deram valores sensivelmente aproximados.

Fazendo uma análise geral pode-se dizer que as argamassas de cimento com areia artificial apresentam maior valor de teor em ar. Quando o ligante é misto, ou seja neste caso, cimento com cal hidráulica e cimento com cal hidratada é na areia natural que se verifica um valor mais elevado de teor em ar. Observou-se, também, a tendência em quase todas as argamassas quanto maior era a classe de resistência, menor era o valor de teor em ar das mesmas sendo a média do teor em ar para as classe de resistência M2 igual a 9.1% e para as classe de resistência M5 igual a 8.3%. Para a classe M10, mas sendo só analisadas argamassas de cimento obteve-se um valor médio de teor em ar igual a 6.1%. O valor médio do teor em ar para todas as argamassas ronda os 8.3%. Nas argamassas industriais verificou-se que a argamassa pronta da Betecna apresentava um valor muito elevado comparativamente às argamassas produzidas em laboratório. Este facto deriva, de em fábrica, aquando da fabricação da argamassa ser utilizado um introdutor de ar para conferir maior trabalhabilidade à argamassa como foi referido anteriormente neste trabalho. A argamassa seca apresentou um valor de teor em ar também superior à média dos valores das argamassas produzidas em laboratório mas sensivelmente metade da argamassa pronta.

6.1.6.3 Retracção

O procedimento de ensaio, para a determinação da retracção das argamassas, foi efectuado segundo a norma de ensaio E 398 [115]. Para a realização do ensaio foram considerados três provetes para cada uma das argamassas ensaiadas.

Ao longo do período de ensaio, as medições das extensões observadas para cada uma das argamassas em estudo são apresentadas na Figura 6.25 para as argamassas de cimento e argamassas de cimento e cal hidráulica e na Figura 6.26 para as argamassas de cimento e cal hidratada e argamassas industriais.

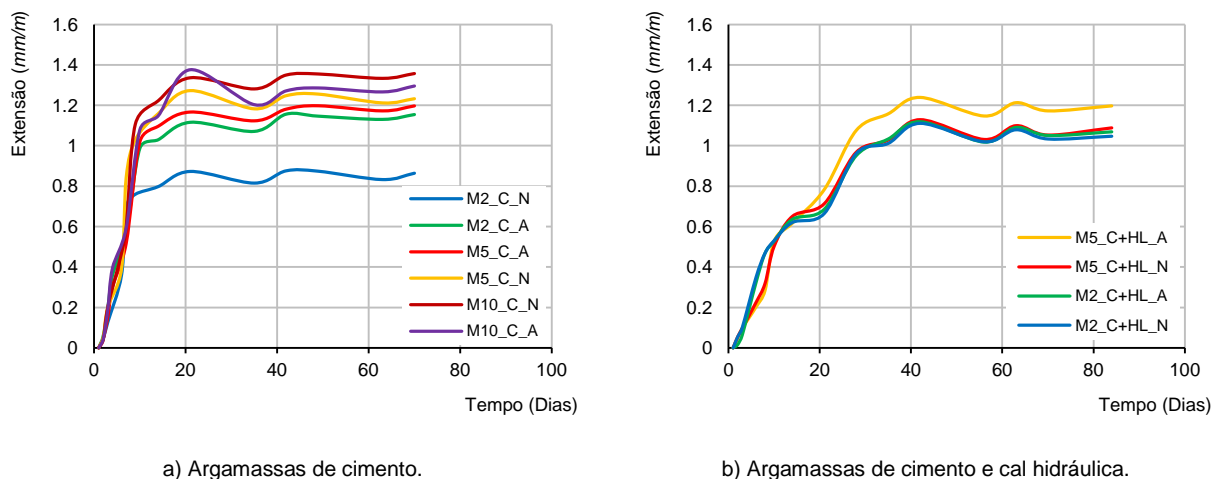


Figura 6.25 - Comportamento da retracção.

Na avaliação da retracção das argamassas não foi possível verificar de forma conclusiva a influência do tipo de areia no comportamento da retracção ao longo do tempo. Verificou-se porém, que o tipo de ligante influenciava o comportamento da retracção das argamassas, assim como, a sua quantidade. Para todas as argamassas quanto maior a classe de resistência das argamassas (logo maior quantidade de ligante), também maior foi o valor da retracção.

Fazendo a análise de todas as argamassas, quando comparadas dentro da mesma classe verificou-se que as argamassas mistas apresentaram maior valor de retracção quando comparadas com as argamassas de cimento. As argamassas que apresentaram maior valor de retracção foram as de cimento e cal hidratada, seguindo-se as argamassas de cimento e cal hidráulica e por fim as argamassas de cimento. Mesmo na classe M10 de argamassas de cimento verificaram-se valores mais baixos que nas argamassas mistas de cimento e cal hidratada de classe M5.

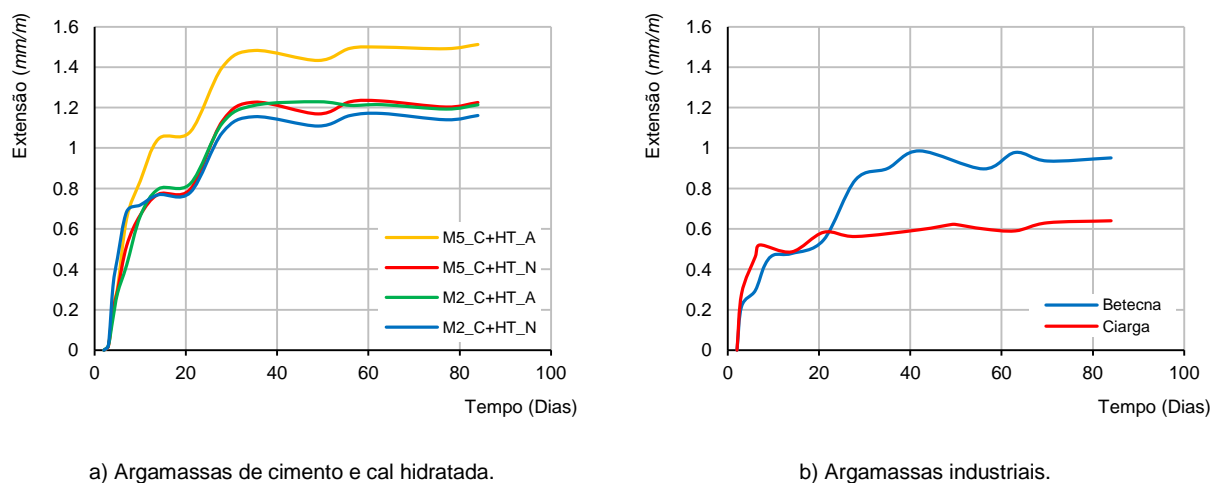


Figura 6.26 - Comportamento da retracção.

A retracção é originada maioritariamente pela perda de água ao longo do tempo. Logo, argamassas com elevada percentagem de água conduzem a valores maiores de retracção. Tal facto pode explicar o porquê de uma maior retracção nas argamassas de cimento e cal hidratada, já que foram estas que necessitaram de maior quantidade de água para ser obtida a mesma trabalhabilidade, como apresentado anteriormente. As argamassas de cimento, por sua vez, foram as que necessitaram de menos água conduzindo assim a um menor valor de retracção.

Verificou-se, também, que nas argamassas de cimento, quando comparadas com as argamassas de cal, a retracção era muito mais acelerada. Entre o início do ensaio e os 15 dias, a retracção nas argamassas de cimento aumentava significativamente atingindo entre os 10 dias e os 15 dias o valor que praticamente manteria até ao final das medições. Nas argamassas mistas a retracção era mais lenta, só estabilizando entre os 30 dias e os 40 dias. Deste facto pode-se concluir, que para os primeiros dias de idade a retracção por hidratação do cimento é mais significativa que a retracção por carbonatação da cal.

As argamassas industriais apresentaram um valor mais baixo que as argamassas tradicionais produzidas em laboratório, particularmente no caso da argamassa seca. Este facto deve-se essencialmente à menor perda de água das argamassas durante o período de medição da retracção, já que estas argamassas têm menor quantidade de água na sua composição levando, desta forma, a valores substancialmente mais baixos de retracção.

6.1.6.4 Energia de fractura

O procedimento de ensaio, para a determinação da energia de fractura das argamassas, foi estabelecido pela especificação de ensaio TC50-FMC [116]. Para a realização do estudo foram considerados três provetes por cada tipo de argamassa ensaiada.

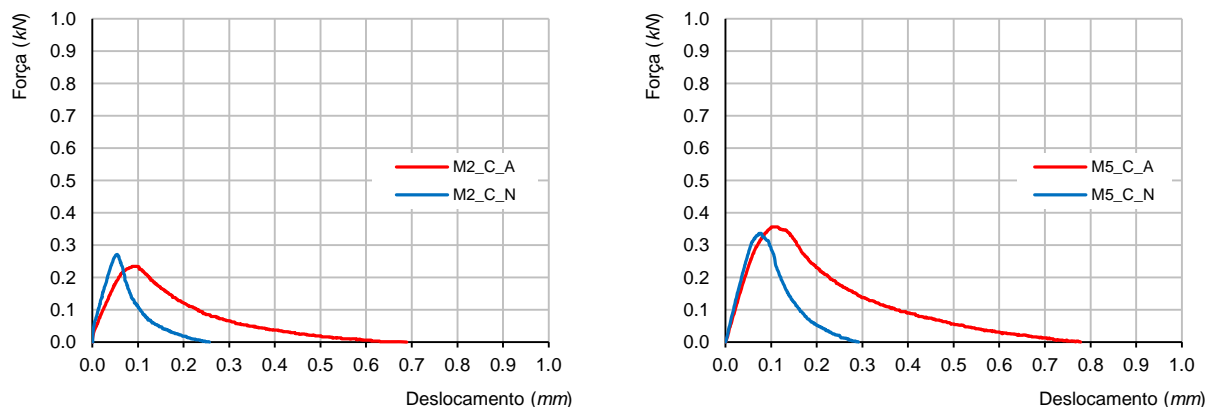
Paralelamente à realização destes ensaios foram também, recolhidos provetes de cada amassadura para ser determinada a sua resistência à flexão e à compressão aos 28 dias de idade, recorrendo para o efeito à norma de ensaio EN 1015-11 [113]. Os resultados obtidos para a energia de fractura, G_f , encontram-se apresentados na Tabela 6.11, onde também são indicados os índice de ductilidade, d , obtidos para cada uma das argamassas.

Tabela 6.11 - Resumo dos ensaios de energia de fractura.

ARGAMASSA	ENERGIA DE FRACTURA - TC50-FMC [116]						EN 1015-11 [113]		d
	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	δ_0 (mm)	$\delta_{Fm\acute{a}x}$ (mm)	W_0 (Nm)	G_f (N/m)	s (N/m)	f_f (N/mm ²)	f_c (N/mm ²)	
M2_C_A	0.23	0.44	0.09	0.04	19.24	0.23	1.232	2.742	15.6
M2_C_N	0.30	0.28	0.06	0.02	9.76	0.07	1.221	2.831	8.0
M5_C_A	0.37	0.70	0.10	0.09	28.81	0.11	1.900	5.660	15.2
M5_C_N	0.32	0.28	0.08	0.04	11.44	0.13	2.720	7.090	4.2
M10_C_A	0.77	0.87	0.12	0.20	48.72	0.04	2.480	10.813	19.6
M10_C_N	0.82	0.59	0.08	0.13	32.23	0.38	3.140	11.317	10.3
M2_C+HL_A	0.23	0.49	0.09	0.04	16.63	0.09	1.270	3.323	13.1
M2_C+HL_N	0.26	0.27	0.06	0.02	9.48	0.09	1.211	3.322	7.8
M5_C+HL_A	0.41	0.73	0.10	0.09	29.96	0.04	1.614	5.250	18.6
M5_C+HL_N	0.46	0.48	0.08	0.07	20.49	0.07	1.692	5.381	12.1
M2_C+HT_A	0.16	0.49	0.08	0.04	15.35	0.03	1.165	2.566	13.2
M2_C+HT_N	0.15	0.18	0.05	0.02	6.53	0.19	0.895	2.658	7.3
M5_C+HT_A	0.29	0.55	0.10	0.06	20.97	0.02	1.942	4.714	10.8
M5_C+HT_N	0.34	0.47	0.06	0.05	18.02	0.11	1.439	4.730	12.5
CIARGA	0.39	0.44	0.09	0.07	16.02	0.33	3.215	9.926	5.0
BETECNA	0.60	0.40	0.07	0.05	17.41	0.13	1.735	4.346	10.0

Legenda: $F_{m\acute{a}x}$ aplicada ao provete; δ_0 deformação final da rotura; $\delta_{Fm\acute{a}x}$ deslocamento obtido para a força máxima; W_0 trabalho de deformação total; G_f energia de fractura; s desvio padrão; f_f resistência média à flexão; f_c resistência média à compressão; d índice de ductilidade ($d = G_f/f_f$).

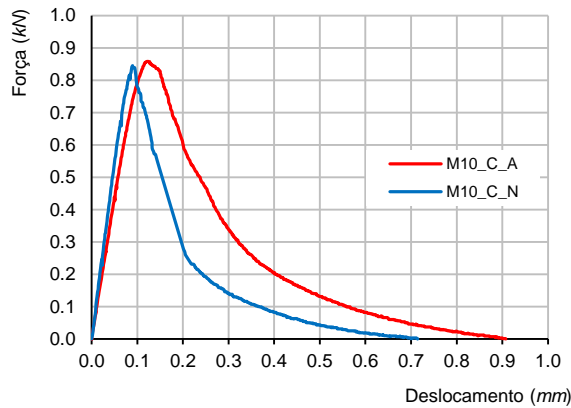
Os gráficos força *versus* deslocamento produzidos nos ensaios de energia de fractura para as argamassas estudadas apresentam-se nas figuras seguintes (Figura 6.27 e Figura 6.28). Nos referidos gráficos, para cada classe de resistência e cada tipo de ligante, é efectuada a comparação entre a energia de fractura da areia artificial e da areia natural. São também comparadas as argamassas industriais.



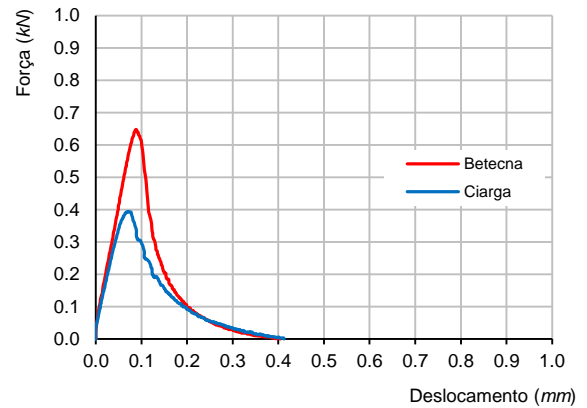
a) Argamassa de cimento da classe M2.

b) Argamassa de cimento da classe M5.

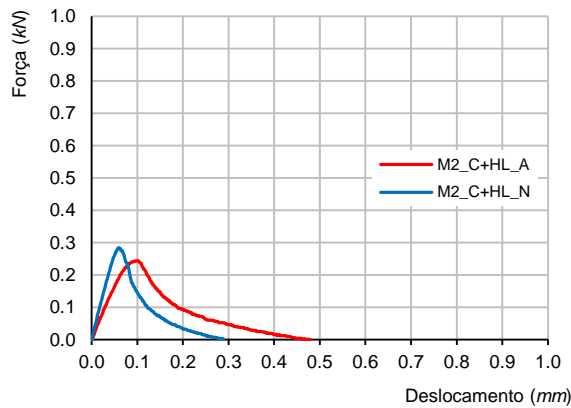
Figura 6.27 - Gráficos força *versus* deslocamento para a determinação da energia de fractura.



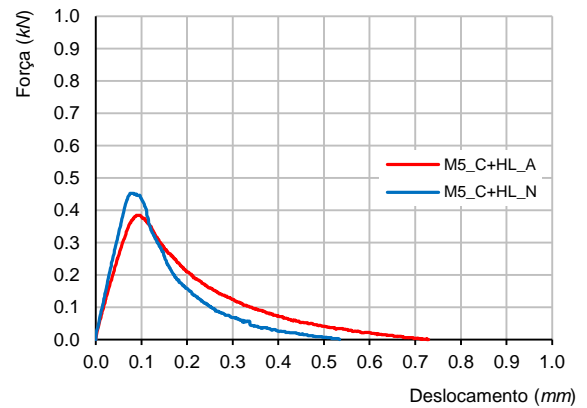
c) Argamassa de cimento da classe M10.



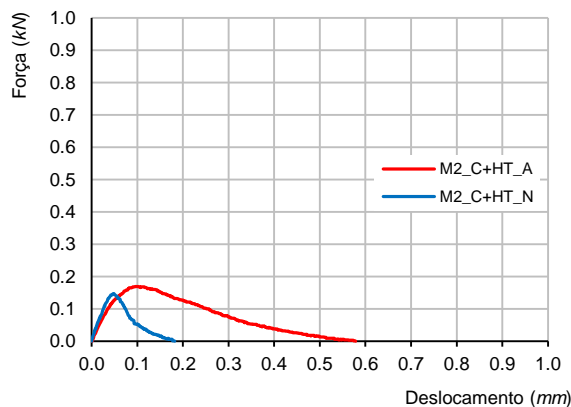
d) Argamassas industriais.



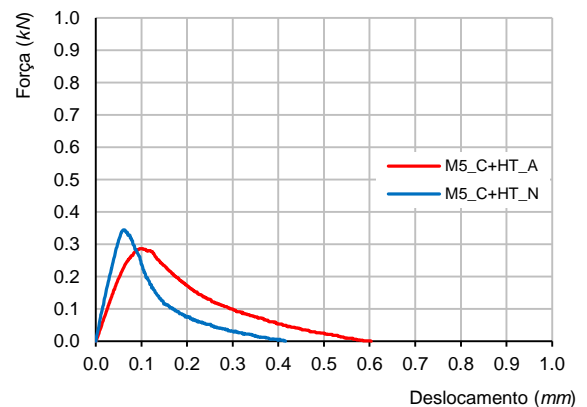
e) Argamassa de cimento e cal hidráulica da classe M2.



f) Argamassa de cimento e cal hidráulica da classe M5.



g) Argamassa de cimento e cal hidratada da classe M2.



h) Argamassa de cimento e cal hidratada da classe M5.

Figura 6.28 - Gráficos força versus deslocamento para a determinação da energia de fractura (Continuação).

Da análise dos resultados é possível constatar que as argamassas de areia artificial, para todas as classes e todos os tipos de ligante apresentam sempre maior valor de energia de fractura. Para argamassas pertencentes à mesma classe de resistência a força máxima é semelhante, verificando-se que, como nos ensaios de flexão dos prismas $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, também as argamassas de areia natural apresentam valores superiores de força máxima no ensaio de flexão, embora com prismas de dimensões bastante superiores.

O aspecto fundamental que faz a diferença no valor de energia de fractura é, neste caso, o deslocamento final verificado. Em todas as argamassas de areia artificial este valor é bastante superior ao obtido nas argamassas de areia natural o que leva a maiores valores da energia de fractura. Relativamente ao deslocamento no momento em que é atingida a carga máxima, observa-se que, para todas as argamassas estudadas produzidas com a mesma areia, o valor do mesmo é bastante aproximado em todas as argamassas, mas também, neste momento, se observam valores ligeiramente superiores para as argamassas de areia artificial quando comparadas com as de areia natural.

Quando a carga máxima é atingida, para as argamassas de areia artificial verifica-se sempre um deslocamento ligeiramente superior às argamassas de areia natural. A partir do momento de aplicação da carga máxima observa-se que as argamassas de areia artificial têm uma melhor capacidade de absorção de energia atingindo um deslocamento aquando da rotura bastante superior ao das argamassas de areia natural. Se o deslocamento aquando da aplicação da carga máxima não era tão distanciado fazendo a comparação entre as duas areias, no momento da rotura ele é em algumas das argamassas de areia artificial o dobro do das argamassas de areia natural. Tal facto prende-se com a aderência dos grãos de areia artificial à pasta de cimento ser bastante superior comparativamente às areias naturais, que pela sua esfericidade e arredondamento reduzido, conduzem a uma fenda mais tortuosa.

Para as argamassas industriais verificou-se que a argamassa seca, *CIARGA*, de classe M5 obteve valores de energia de fractura muito aproximados da argamassa pronta, *BETECNA*, de classe M10.

As argamassas de areia artificial foram aquelas que apresentaram os índices de ductilidade, d , mais elevados face às restantes. À excepção das argamassas de cimento e areia da classe M5, para a mesma proveniência da areia, verifica-se que índice de ductilidade, d , crescia com a classe de resistência. Relativamente às argamassas industriais, verificou-se que a argamassa seca, *CIARGA*, apresentou um índice de ductilidade, d dentro dos valores encontrados para as argamassas de areia natural da mesma classe de resistência, enquanto o valor encontrado para a argamassa pronta da *BETECNA* foi cerca de metade do valor da argamassa correspondente da mesma classe de resistência.

Como se pode observar na Figura 6.29 pode dizer-se, de forma muito simplista, que através de uma regressão linear, encontra-se uma relação clara e directa entre a força máxima aplicada e a energia de fractura calculada, parâmetro relacionado com a medida da ductilidade [94], quando analisadas argamassas produzidas com o mesmo tipo de areia.

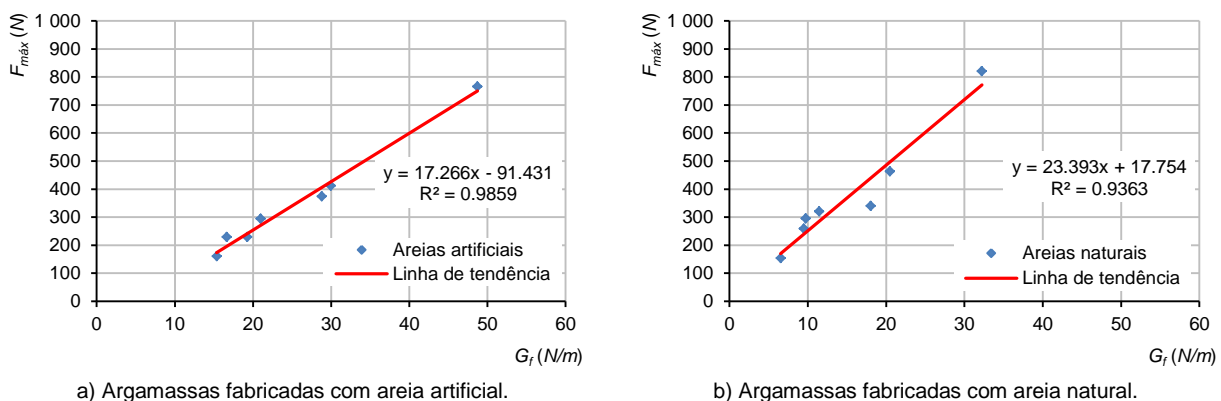


Figura 6.29 - Gráfico da carga máxima aplicada versus a energia de fractura calculada.

Na Figura 6.30 idêntica correlação pode também ser encontrada, mas neste caso entre a razão da resistência à flexão e a resistência à compressão e a energia de fractura calculada. É possível verificar, pela análise dos gráficos, que a regressão linear encontrada para as argamassas produzidas com areias artificiais está mais ajustada aos valores experimentais. Existe uma relação inversamente proporcional entre o rácio das resistências (tração e compressão) e a energia de fractura. Para a mesma energia de fractura as argamassas produzidas com areias naturais são aquelas que apresentam menores valores para esse rácio quando comparadas com argamassas produzidas com areias artificiais.

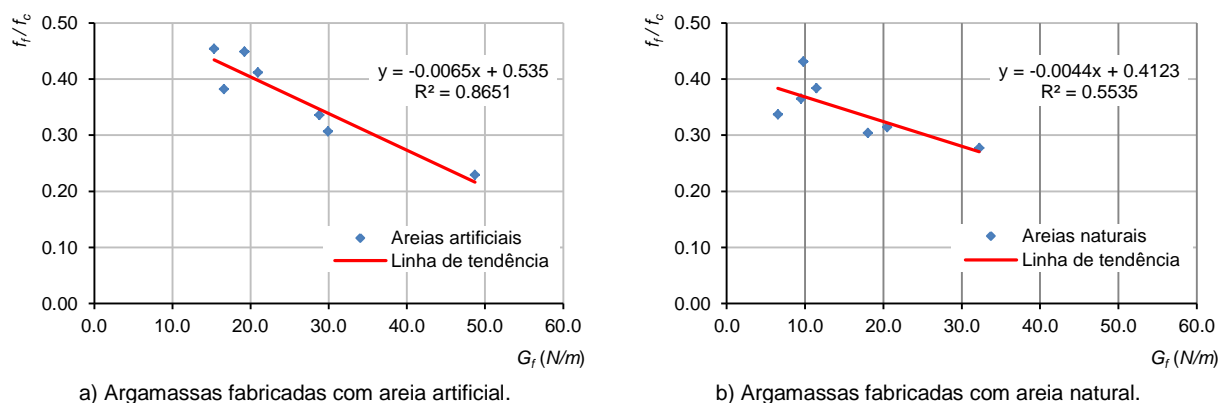


Figura 6.30 - Gráfico do rácio da resistência à tracção pela resistência à compressão versus energia de fractura.

6.2 Unidades de alvenaria

As unidades de alvenaria são um dos mais importantes componentes da alvenaria, com características mecânicas muito relevantes para o comportamento do conjunto, pelo que se reveste de grande importância o conhecimento do seu comportamento mecânico. No conjunto das soluções construtivas das envolventes dos edifícios nacionais, a alvenaria de tijolo apresenta-se como a solução mais generalizada. Na vertente do material alvo deste estudo, isto é, o tijolo cerâmico de furação horizontal, e pelas razões já apontadas anteriormente, foram considerados os tijolos de fabrico nacional com as dimensões $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}^3$, sendo a escolha do fabricante *PRECERAM*, realizada face aos valores declarados da resistência à compressão e do peso das unidades que são os valores médios da generalidade dos produtores nacionais.

6.2.1 Procedimentos de ensaio

Neste subcapítulo serão referenciados e sistematizados os procedimentos de ensaio necessários para a determinação de um conjunto de propriedades relevantes para a avaliação do seu comportamento mecânico, assim como, das suas características geométricas e físicas. Assim, relativamente à determinação das propriedades dos tijolos foram consideradas as seguintes normas de ensaio:

- Dimensões de acordo com a norma NP EN 772-16 [122];
- Absorção de água segundo o Anexo C da norma NP EN 771-1 [97];
- Resistência à compressão e módulo de elasticidade de acordo norma de ensaio NP EN 772-1 [123].

6.2.1.1 Determinação das dimensões

O objectivo deste ensaio é determinar as dimensões dos elementos de alvenaria, sendo medidos: o comprimento; a largura; e a altura dos provetes, bem como, a espessura das paredes exteriores e septos interiores. O procedimento de ensaio para a determinação das dimensões das unidades de alvenaria, foi efectuado segundo a norma de ensaio NP EN 772-16 [122].

6.2.1.1.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados seis provetes. O equipamento destinado à realização das medições a efectuar no ensaio foi o paquímetro digital.

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 das paredes exteriores e septos interiores. Em cada amostra, usando o procedimento indicado na Figura 6.31, 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 das paredes exteriores e septos interiores, foi usado o seguinte procedimento:

- Para as paredes exteriores, s , foram realizadas medições em pontos precisos no total de seis medições, sendo três delas para os septos horizontais (s_{h1}, s_{h2}, s_{h3}) e três para os septos verticais (s_{v1}, s_{v2}, s_{v3});
- Para os septos interiores, w , foram realizadas medições em pontos precisos no total de seis medições, sendo três para os septos horizontais (w_{h1}, w_{h2}, w_{h3}) e três para os septos verticais (w_{v1}, w_{v2}, w_{v3}).

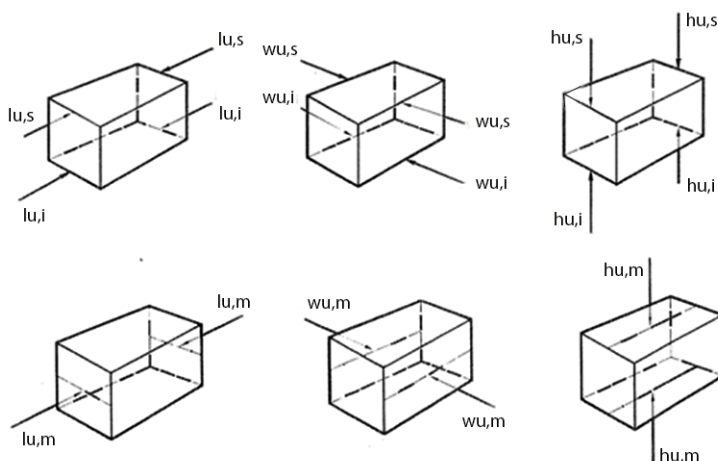


Figura 6.31 - Posições de medição.

6.2.1.1.2 Cálculo e expressão dos resultados

Os resultados foram os valores médios dos valores individuais dos provetes expressos em mm . Os valores médios do comprimento, l_u , da largura, w_u , e da altura, h_u , foram expressos com

um arredondamento a 0.5 *mm* e os valores médios das paredes exteriores, *s*, e dos septos interiores, *w*, foram expressos com um arredondamento a 0.2 *mm*.

6.2.1.2 Determinação da absorção de água

O objectivo deste ensaio é determinar a percentagem de absorção de água das unidades de alvenaria, sendo medida para cada provete: a massa seca, a massa após secagem até massa constante; e a massa molhada, após imersão em água à temperatura ambiente. O procedimento de ensaio, para a determinação da absorção de água das unidades de alvenaria, foi efectuado de acordo com o Anexo C da norma de ensaio NP EN 771-1 [97].

6.2.1.2.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados seis provetes. Os provetes, foram secos em estufa a 105 ± 5 °C até massa constante. As amostras foram pesadas e anotada a sua massa seca, m_d . Considerou-se que a amostra atingiu massa constante quando durante o processo de secagem em pesagens consecutivas num intervalo igual ou superior a 24 horas, a perda em massa entre as duas medições foi menor do que 0.2% da massa total. As amostras arrefeceram à temperatura ambiente antes de serem pesadas. Na Figura 6.32 são apresentados duas tarefas do ensaio: a pesagem dos provetes e a secagem em estufa.

A fase final do ensaio consistiu em colocar os provetes num tanque com água à temperatura ambiente, tendo tido o cuidado de garantir que a água estivesse em contacto com todas as faces da amostra. Deixaram-se as amostras submersas durante 24 horas, sendo após esse período retiradas do tanque e pesadas, registando-se as massas molhadas, m_s .



a) Pesagem do provete.



b) Estufa para a secagem dos provetes.

Figura 6.32 - Aspectos do ensaio de absorção de água.

6.2.1.2.2 Cálculo e expressão dos resultados

Para cada provete foi calculada a percentagem de absorção de água, W_s , pela seguinte expressão:

$$W_s = \frac{m_s - m_d}{m_d} \times 100 \quad (\%) \quad \text{Equação 6.14}$$

O resultado foi o valor médio dos valores individuais de absorção de água dos provetes com aproximação a 1%.

6.2.1.3 Determinação da resistência à compressão

O objectivo deste ensaio é determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos elementos de alvenaria, sendo medidas: a superfície de contacto dos provetes e a força de compressão, com velocidade constante, até à rotura do provete. O procedimento de ensaio, para a determinação da resistência à compressão, foi efectuado segundo a norma de ensaio NP EN 772-1 [123].

6.2.1.3.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados seis provetes. O equipamento necessário para a realização do ensaio constou de uma máquina de ensaio à compressão, além de um conjunto de utensílios indispensáveis ao fabrico de argamassas destinadas à regularização das faces de assentamento dos tijolos.

Antecedendo o ensaio, os provetes foram sujeitos a uma preparação prévia, que consistiu na remoção de todos os materiais supérfluos aderentes ao tijolo, resultantes do processo de fabrico. Foram, também, satisfeitos os requisitos de planeza e paralelismo, tendo sido para o efeito, realizada a regularização das faces com capa de argamassa, posteriormente preparadas por acção mecânica. A argamassa utilizada, naquele procedimento, foi uma argamassa de cimento e areia com uma resistência à compressão, ensaiada de acordo com a norma EN 1015-11 [113], no momento de ensaio dos provetes, superior à resistência do elemento e inferior a 30 N/mm^2 . Devido ao facto dos tijolos de fabrico nacional possuírem elevada absorção de água, as faces a regularizar foram previamente humedecidas. A regularização de cada provete foi efectuada sobre uma placa rígida de vidro despolido.

O condicionamento dos provetes foi para a condição de "seco ao ar", tendo estes sido armazenados durante mais de 14 dias em laboratório em condições de temperatura superior a $15 \text{ }^\circ\text{C}$ e de humidade relativa inferior a 65%.

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 provete. Os provetes foram alinhados cuidadosamente com o centro do prato da prensa de modo a obter um contacto uniforme. Na Figura 6.33 pode ser observado o esquema de ensaio usado neste ensaio, com destaque para o sistema de aquisição de deslocamento instalado no provete, recorrendo para o efeito à colocação em cada uma das faces laterais do provete de um *LVDT (Linear variable differential transformer)*, destinado à determinação do módulo de elasticidade dos provetes.



Figura 6.33 - Ilustração do esquema de ensaio.

Após a preparação e o condicionamento foi medida a superfície de contacto dos provetes, A_i , tendo sido o comprimento e a largura necessários para a sua determinação, medidos de acordo com a norma de ensaio NP EN 772-16 [122]. A fase final do ensaio consistiu na colocação do provete no centro da placa da máquina de compressão e na aplicação de uma carga, F_i , com velocidade constante até à rotura.

Os ensaios de determinação do módulo de elasticidade desenvolveram-se autonomamente relativamente aos ensaios de resistência à compressão. Foram considerados três ciclos consecutivos de carga e descarga, onde foi aplicada aos provetes um terço da carga máxima de rotura por compressão, cujo valor foi estimado pela realização prévia de ensaios de teste. Após a determinação dos módulos de elasticidade, procedeu-se aos ensaios de compressão, até à obtenção da rotura do provete.

6.2.1.3.2 Cálculo e expressão dos resultados

Com recurso à Equação 6.15 foi calculada, para cada provete, o valor da resistência à compressão, f_i , sendo a resistência média à compressão obtida a partir das resistências individuais e apresentada com um arredondamento a 0.1 N/mm^2 .

$$f_i = \frac{F_i}{A_i} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.15}$$

O valor da resistência à compressão normalizada das unidades de alvenaria, f_b , foi obtida pela seguinte expressão:

$$f_b = \delta m_c f \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.16}$$

Onde as variáveis representam o seguinte:

- δ Factor de forma de cada provete, determinado de acordo com o Anexo A da norma NP EN 772-16 [122], com arredondamento a 0.001;
- m_c Coeficiente multiplicador relacionado com o acondicionamento dos blocos, o qual nas condições de “seco ao ar”, corresponde a 1;
- f Resistência média à compressão, como o valor médio das resistências individuais dos provetes, com arredondamento a 0.1 N/mm^2 .

6.2.2 Avaliação experimental das principais propriedades das unidades de alvenaria

Neste subcapítulo irá proceder-se à avaliação das propriedades das unidades de alvenaria. Dentro do conjunto de unidades cerâmicas de furação horizontal produzidas em Portugal, pelas razões apresentadas no subcapítulo anterior foram escolhidas as unidades produzidas pelo fabricante *PRECERAM* com as dimensões $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}^3$.

Para atingir este objectivo estas unidades de alvenaria irão ser alvo da seguinte campanha de ensaios:

- Determinação das dimensões;
- Determinação da absorção de água;
- Determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão na direcção perpendicular às faces de assentamento.

6.2.2.1 Dimensões

A avaliação das dimensões das unidades de alvenaria, teve como base a consideração de uma amostra de sete provetes, recorrendo a uma campanha de ensaios realizados de acordo com a norma de ensaio NP EN 772-16 [122].

As tabelas seguintes resumem o conjunto de medições efectuadas, assim como, os cálculos efectuados. Os resultados das medições realizadas em cada provete, nos diferentes pontos de medição para cada uma das dimensões, assim como, as dimensões médias do comprimento, largura e altura são apresentados na Tabela 6.12. Os restantes resultados das medições realizadas, relativos às espessuras das paredes e dos septos, as quais foram determinadas nos diversos pontos de medição para cada uma das espessuras consideradas, assim como, as dimensões médias das paredes exteriores e dos septos interiores são apresentados na Tabela 6.13.

Tabela 6.12 - Dimensões das unidades de alvenaria: Comprimento, largura e altura.

PROVETES	COMPRIMENTO (mm)				LARGURA (mm)				ALTURA (mm)			
	l_{us}	l_{ui}	l_{um}	l_u	w_{us}	w_{ui}	w_{um}	w_u	h_{ur}	h_{ui}	h_{um}	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 6.13 - Dimensões das unidades de alvenaria: Paredes exteriores e septos interiores.

PROVETES	PAREDES EXTERIORES							SEPTOS INTERIORES						
	Horizontal (mm)			Vertical (mm)			Média (mm)	Horizontal (mm)			Vertical (mm)			Média (mm)
	s_{h1}	s_{h2}	s_{h3}	s_{v1}	s_{v2}	s_{v3}		s	w_{h1}	w_{h2}	w_{h3}	w_{v1}	w_{v2}	
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						

Na sequência das medições efectuadas foram realizados cálculos no sentido de determinar duas características geométricas importantes, a percentagem do volume de furos e a percentagem da área de cada furo, sendo os resultados apresentados na Tabela 6.14. Estas dimensões tal como as anteriores, são apresentadas para cada provete e em valores médios para a amostra em estudo.

Na Tabela 6.15 estão resumidas as principais características geométricas da amostra ensaiada, nomeadamente as propriedades que interessam à definição do grupo em que se integram as unidades de alvenaria. Realizada a comparação entre os valores obtidos e os exigidos pelo EC6 [1], resulta como principal conclusão que a amostra objecto do estudo enquadra-se nas exigências normativas que caracterizam o Grupo 4.

Tabela 6.14 - Percentagem de furos das unidades de alvenaria.

PROVETES	DIMENSÕES (mm)			ÁREA (mm ²)			% DE FUROS (%)
	l_u	h_u	w_u	Bruta	Furos	Total de furos	
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

Tabela 6.15 - Análise do resumo dos resultados face ao prescrito no EC6 [1].

REQUISITOS	EC6 [1]	PROVETES ENSAIADOS
	GRUPO 4	Tijolo 30x20x15
Volume de Furos (%)	≤70.0	62.8
Área de qualquer furo (%)	≤30.0	5.2
Septos Exteriores (mm)	≥6	8.8
Septos Interiores (mm)	≥5	7.1

6.2.2.2 Absorção de água

A avaliação da absorção de água das unidades de alvenaria, teve como base a consideração de uma amostra de seis provetes, recorrendo a uma campanha de ensaios realizados de acordo com o Anexo C da norma de ensaio NP EN 771-1 [97].

Foi calculada a absorção de água W_s , de cada um dos provetes, a partir da Equação 6.14. A absorção média de água da amostra foi calculada como a média dos valores individuais obtidos para os provetes com uma aproximação de 1%. Os resultados do ensaio de determinação da absorção de água para tijolos 30x20x15 cm, encontram-se apresentados na Tabela 6.16.

Tabela 6.16 - Resultado do ensaio de determinação da absorção de água.

PROVETES	PESO (g)			W_s (%)
	Inicial	Seco (m_d)	Húmido (m_s)	
1	5665.8	5625.5	6499.4	15.5
2	5669.0	5617.9	6469.5	15.2
3	5687.1	5638.9	6490.2	15.1
4	5678.6	5631.9	6506.6	15.5
5	5662.3	5627.9	6488.4	15.3
6	5714.6	5667.9	6546.3	15.5
MÉDIA				15

Os valores médios de absorção de água obtidos para a presente amostra, foram de 15%. A amostra ensaiada revelou valores elevados de absorção de água quando comparados com valores tabelados de referência que se situam, para o tijolo fabricado em Portugal, entre 9% e 13%.

6.2.2.3 Resistência à compressão e módulo de elasticidade

A avaliação da resistência à compressão das unidades de alvenaria, teve como base a consideração de uma amostra de sete provetes, recorrendo a uma campanha de ensaios realizados segundo a norma de ensaio NP EN 772-1 [123].

Mediante instrumentação adequada, conforme descrito no procedimento de ensaio, foi também determinado o módulo de elasticidade da amostra. Neste procedimento foram considerados três ciclos consecutivos de carga e descarga, sendo aplicada aos provetes um terço da carga máxima de rotura por compressão. O módulo de elasticidade obtido por este processo resultou da determinação da inclinação da recta obtida por regressão linear, referida ao diagrama de tensão *versus* extensão, aplicada ao conjunto dos pontos obtidos nos três ciclos de carga e descarga para cada provete. Na Figura 6.34 é apresentado o diagrama tensões *versus* extensões para o provete 3, onde se pode observar a função que aproxima os pontos do ensaio experimental.

A título de análise comparativa, foi também experimentado um procedimento alternativo ao anteriormente apresentado, motivado pela instrumentação adoptada no ensaio. Assim, foi também determinado o módulo de elasticidade a partir do ensaio de rotura dos provetes, que consistiu no conhecimento da tensão instalada e da extensão média determinada para um terço da carga máxima. Obviamente, neste processo não existiram os referidos ciclos de carga e descarga, mas sim um ciclo único até à rotura dos provetes. Os resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade encontram-se apresentados na Tabela 6.17.

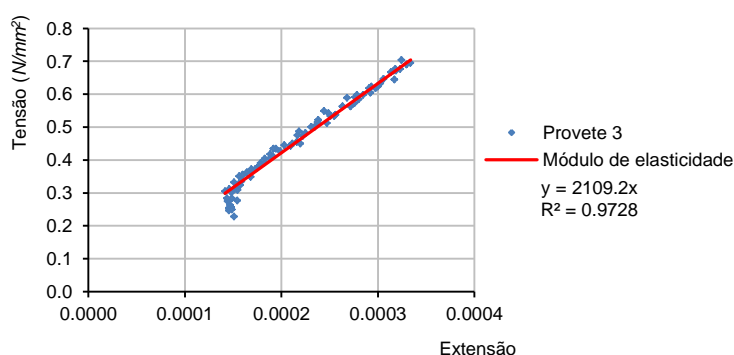


Figura 6.34 - Exemplo de resultado obtido para a determinação do módulo de elasticidade - Provede 3.

Tabela 6.17 - Resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade.

PROVETES	VALORES OBTIDOS NO ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA							REGRESSÃO LINEAR
	A (mm^2)	$\frac{1}{3} F_{m\acute{a}x}$ (N)	f (N/mm^2)	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_m	E (N/mm^2)	E (N/mm^2)
1	43909	66333	1.75	0.002020	0.000906	0.001463	1197.6	2387.3
2	43399	44733	1.24	0.000527	0.000407	0.000467	2657.0	3418.3
3	43322	50000	1.32	0.000605	0.001028	0.000816	1617.5	2109.2
4	42899	74667	2.02	0.001021	0.001118	0.001070	1891.0	2538.9
5	43807	49300	1.22	0.000752	0.000467	0.000610	1996.2	1591.7
6	42921	55767	1.48	0.001272	0.001058	0.001165	1273.4	1592.0
7	44356	51567	1.47	0.000747	0.001117	0.000932	1576.2	1467.8
MÉDIA	43516						1744.1	2170.8

Os resultados para a resistência à compressão dos tijolos de $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}^3$ encontram-se apresentados na Tabela 6.18.

Tabela 6.18 - Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão.

PROVETES	DIMENSÕES			ÁREA (mm^2)	δ	$F_{m\acute{A}x}$ (N)	f (N/mm^2)
	l_u (mm)	w_u (mm)	h_u (mm)				
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

Dos gráficos de tensões *versus* deslocamentos realizados na campanha de ensaios, mostra-se a título de exemplo, na Figura 6.35 o diagrama obtido no ensaio do provete 6. Na Figura 6.36 apresentam-se algumas imagens de exemplos de rotura obtidos para os provetes ensaiados à compressão.

A Tabela 6.19 apresenta o resultado da análise estatística efectuada relativamente às duas características mecânicas avaliadas. O módulo de elasticidade apresenta um valor elevado, cerca de 32% para coeficiente de variação da amostra. O valor médio da resistência à compressão não normalizada, f , obtido para a presente amostra, foi de $4.09 N/mm^2$. A amostra em estudo revelou valores comparáveis com valores fornecidos pelos fabricantes nacionais, que se situam, para o tijolo $30 \times 20 \times 15 cm^3$ entre $2.5 N/mm^2$ e $4.9 N/mm^2$. Na Tabela 6.20 encontra-se apresentada a resistência à compressão normalizada, f_b , referente às unidades de alvenaria $30 \times 20 \times 15 cm^3$, determinada de acordo com a Equação 6.16.

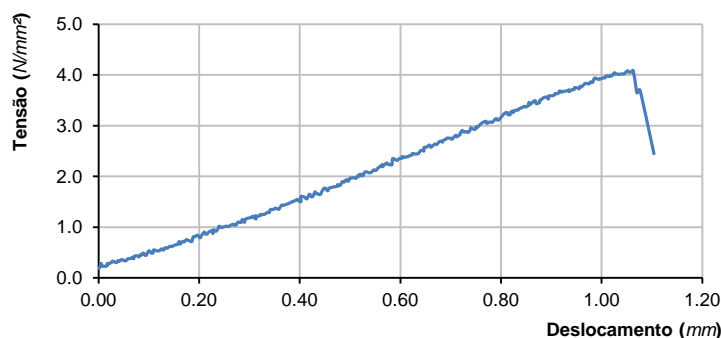


Figura 6.35 - Exemplo de resultado obtido para a determinação da resistência à compressão - Provete 6.



Figura 6.36 - Exemplo dos modos de rotura obtidos.

Tabela 6.19 - Análise estatística do módulo de elasticidade e resistência à compressão.

DESIGNAÇÃO	MÓDULO DE ELASTICIDADE (N/mm^2)			RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (N/mm^2)		
	Média	Desvio padrão	C. Variação (%)	Média	Desvio padrão	C. Variação (%)
30x20x15	2170.8	695.7	32.0	4.09	0.80	19.6

Tabela 6.20 - Resistência à compressão normalizada.

DESIGNAÇÃO	f (N/mm^2)	m_c	δ	f_b (N/mm^2)
30x20x15	4.09	1	1.253	5.1

6.3 Alvenaria de tijolo

Importa agora avaliar um conjunto de propriedades mecânicas que permitam compreender o comportamento da alvenaria de tijolo quando integrada nos sistemas estruturais dos edifícios. As soluções de alvenarias de tijolo que irão ser estudadas no presente subcapítulo enquadram-se no âmbito das soluções construtivas adoptadas para os modelos de edifício escolhidos no capítulo anterior. Com a excepção das armaduras a utilizar na juntas de assentamento ou na realização de rebocos, por serem materiais com as propriedades devidamente documentadas pelo fabricante, os restantes materiais a usar na execução das alvenarias, já foram identificados e caracterizados. Relativamente às argamassas foram estudadas diversas composições, pelo que importa nesta fase do trabalho reduzir o estudo a uma só argamassa, no sentido de definir limites das variáveis a considerar. Assim sendo, a argamassa adoptada foi a argamassa seca *CIARGA*, cuja escolha se deveu ao facto de ser um material de fácil fabrico, com garantia de homogeneidade de resultados pelo sistema de qualidade subjacente e por representar no conjunto dos materiais actuais de uso corrente um material com um conceito de modernidade. Foram considerados quatro provetes tipo “Murete” representando outros tantos tipos de paredes de alvenaria de tijolo, cujas características se encontram resumidas na Tabela 6.21, no sentido de realizar um conjunto de ensaios que permitam avaliar as características mecânicas das envolventes dos edifícios alvo deste estudo.

Tabela 6.21 - Características dos provetes de alvenaria de tijolo.

PROVETE	COMPONENTE	CARACTERÍSTICAS
PS	Unidades de alvenaria	Cerâmicas, <i>PRECERAM</i> , de furação horizontal com formato 30x20x15 cm^3 .
	Juntas	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Reboco	Sem reboco.
	Armadura	Sem armadura.
PRS	Unidades de alvenaria	Cerâmicas, <i>PRECERAM</i> , de furação horizontal com formato 30x20x15 cm^3 .
	Juntas	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Reboco	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Armadura	Sem armadura.
PJHA	Unidades de alvenaria	Cerâmicas, <i>PRECERAM</i> , de furação horizontal com formato 30x20x15 cm^3 .
	Juntas	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Reboco	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 numa das faces com 1.0 cm ; e gesso projectado com 1.0 cm de espessura na outra.
	Armadura	Armadura de junta <i>BEKAERT - Murfor RND 4/100</i> .
PRA	Unidades de alvenaria	Cerâmicas, <i>PRECERAM</i> , de furação horizontal com formato 30x20x15 cm^3 .
	Juntas	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Reboco	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Armadura	Malha de aço para reboco <i>BEKAERT - Armanet</i> $\phi 1.05$ mm ; 12.7x12.7 mm^2 .

6.3.1 Procedimentos de ensaio

Neste subcapítulo serão referenciados e sistematizados os procedimentos de ensaio necessários para a determinação das características mecânicas da alvenaria de tijolo, considerando para o efeito os seguintes ensaios:

- Resistência à compressão e módulo de elasticidade de acordo com a norma de ensaio NP EN 1052-1 [99];
- Resistência à flexão de acordo com a norma de ensaio NP EN 1052-2 [103];
- Resistência ao corte de acordo com a norma de ensaio NP EN 1052-3 [101].

6.3.1.1 Determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade

O objectivo deste ensaio é determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de alvenaria na direcção perpendicular às juntas de assentamento, sendo medidas: a superfície de contacto dos provetes e a força de compressão, com velocidade constante, até à rotura do provete. O procedimento de ensaio, para a determinação da resistência à compressão, foi efectuado segundo a norma de ensaio NP EN 1052-1 [99].

6.3.1.1.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados três provetes. Além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, foi adoptado o seguinte equipamento e material específico:

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

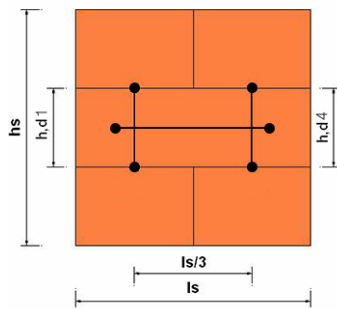
As dimensões dos provetes foram definidas conforme o especificado na norma. A construção, a cura e o condicionamento dos provetes foram realizadas nas condições do documento normativo. Na Figura 6.37 pode ser observado o esquema de ensaio usado, com destaque no sistema de aquisição de deslocamento instalado no provete, recorrendo para o efeito à colocação na direcção horizontal e vertical, em cada uma das faces laterais do provete, de dispositivos de leitura de deslocamentos, *LVDT*, destinados à determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson dos provetes.

O ensaio da determinação da resistência à compressão dos provetes, para a idade de 28 dias, foi efectuado recorrendo a equipamento específico, considerado apenas um ciclo de incremento de carga constante até à rotura. O ensaio foi executado no respeito integral do definido no documento normativo, nomeadamente quanto ao posicionamento no equipamento de ensaio, verticalidade e uniformidade de aplicação de carga e superfície de assentamento.

Para determinação do módulo de elasticidade consideraram-se três ciclos de carga e descarga onde foi aplicada aos provetes uma carga máxima correspondente a um terço da carga de rotura por compressão, cujo valor foi estimado pela realização prévia de ensaios de teste. A determinação do coeficiente de Poisson foi realizada de modo análogo, com a consideração da deformação na direcção horizontal e vertical.

Após a realização do ensaio da determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, procedeu-se ao ensaio da determinação da resistência à compressão, até à obtenção da rotura do provete. Nestes ensaios foram realizados os registos das seguintes medições:

- Dimensão da secção do provete sujeita à carga, com exactidão de $\pm 1 \text{ mm}$;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deformações;
- Carga máxima, $F_{i,máx}$, 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.



a) Esquema geométrico.



b) Vista do provete.

Figura 6.37 - Esquema de ensaio dos provetes.

6.3.1.1.2 Cálculo e expressão dos resultados

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

$$f_i = \frac{F_{i,máx}}{A_i} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.17}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- $F_{i,máx}$ 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 . A resistência característica à compressão, f_k , dos provetes de alvenaria, foi calculada como sendo o menor dos valores obtidos pela aplicação da Equação 6.18 com arredondamento a 0.1 N/mm^2 , sendo $f_{i,min}$ o menor dos valores encontrado na amostra em estudo para a resistência à compressão.

$$f_k \leq \begin{cases} f \\ 1.2 \\ f_{i,min} \end{cases} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.18}$$

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

$$\varepsilon_j = \frac{d_j}{h_{dj}} \quad \text{Equação 6.19}$$

Onde:

- d_j Deformação medida, para um terço da tensão máxima, na posição j pelo transdutor j do provete i ;
- h_{dj} Comprimento considerado na posição j para a medição da deformação do provete i .

O módulo de elasticidade de cada provete, E_i , foi calculado como o 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 por:

$$E_i = \frac{F_{i,máx}}{3\varepsilon_i A_i} \quad (N/mm^2) \quad \text{Equação 6.20}$$

A média das extensões, ε_m , foi obtida a partir Equação 6.21, sendo a extensão ε_{jmi} resultado da média aritmética das extensões, ε_j , obtidas em cada um dos três ciclos de carregamento efectuados, na posição j do provete i .

$$\varepsilon_m = \frac{\sum_{j=1}^4 \varepsilon_{jmi}}{4} \quad \text{Equação 6.21}$$

O módulo de elasticidade médio, E , foi calculado com arredondamento a 100 N/mm^2 .

6.3.1.2 Determinação da resistência à flexão

O objectivo deste ensaio é determinar a resistência à flexão de alvenaria segundo os dois eixos principais de aplicação de carga, sendo medidas a espessura e a largura do provete na direcção perpendicular do vão, e a força aplicada, com velocidade constante, até à rotura do provete. O procedimento de ensaio, para a determinação da resistência à flexão, deve ser efectuado segundo a norma de ensaio NP EN 1052-2 [103].

6.3.1.2.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados cinco provetes para cada uma das direcções de flexão. Além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenaria, foi adoptado o seguinte equipamento e material específico:

- Uma máquina de ensaio para a aplicação das cargas, nas condições específicas para este tipo de equipamento na norma;
- Equipamento para medição de deformações, *LVDT*, de modo a que as extensões obtidas tenham uma precisão de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento dos mesmos.

As dimensões foram definidas, em função da direcção de flexão considerada e de acordo com o especificado na norma. A construção, a cura e o condicionamento dos provetes foram realizadas nas condições do documento normativo.

O ensaio da determinação da resistência à flexão dos provetes, para a idade de 28 dias, foi efectuado recorrendo a equipamento específico, considerando apenas um ciclo de incremento de carga constante até à rotura. Para tal os provetes foram colocados na máquina de ensaio, na direcção vertical com a carga aplicada em quatro pontos, sendo a distância compreendida

entre os apoios exteriores e a extremidade do provete, assim como, a distância entre os apoios interiores e o espaçamento dos apoios exteriores, definidas em harmonia com o especificado na norma de ensaio. Foi assegurado que a base de cada provete de alvenaria estivesse livre de atrito, tendo sido para tal colocado um rolete.

Na Figura 6.38 pode ser observado o esquema geométrico dos provetes, assim como, o esquema de aplicação das cargas, usados para cada uma das direcções consideradas neste ensaio.

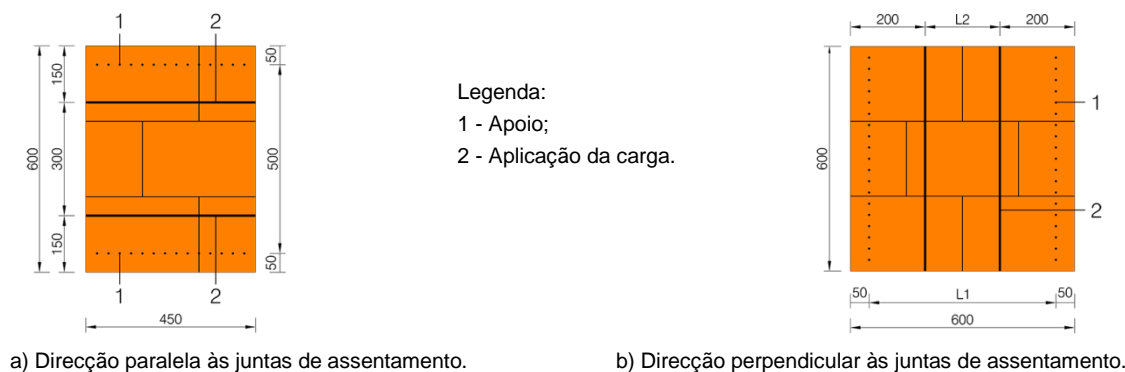


Figura 6.38 - Esquema de ensaio do provete.

A Figura 6.39 mostra dois provetes instalados na máquina de ensaio, devidamente posicionados para serem ensaiados segundo os dois eixos principais de aplicação de carga, sendo possível observar o equipamento de aplicação das cargas.

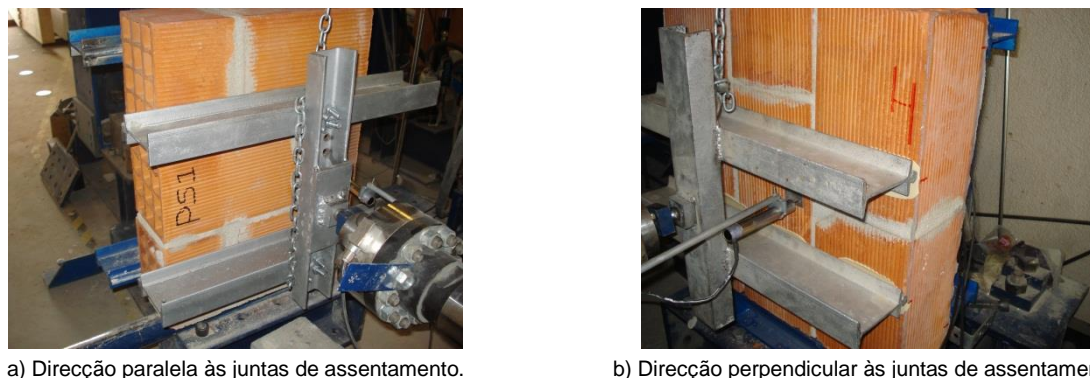


Figura 6.39 - Vista dos provetes posicionados na máquina de ensaio.

O procedimento de aplicação da carga deve garantir que seja aplicada uma tensão 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. Neste ensaio foi realizado o registo das seguintes medições:

- Dimensões da secção transversal do provete paralelas aos apoios arredondadas ao milímetro, e o espaçamento dos apoios exteriores e interiores em milímetros;
- Carga máxima $F_{i,máx}$ com arredondamento a 10 N, devendo ser 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 padrão de fendilhação.
- Deformação no centro geométrico do provete.

6.3.1.2.2 Cálculo e expressão dos resultados

Para cada provete considerado 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. Para o seu cálculo foi usada a Equação 6.22, sendo o arredondamento considerado de 0.01 N/mm^2 .

$$f_{xi} = \frac{3F_{i,máx}(l_1 - l_2)}{2bt_u^2} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.22}$$

Onde:

- $F_{i,máx}$ Carga máxima aplicada ao provete;
- t_u Espessura do provete;
- b Largura ou altura do provete perpendicular à direcção do vão.

O cálculo da resistência característica à flexão, f_{xk} , foi efectuado pela Equação 6.23 com um arredondamento a 0.1 N/mm^2 , sendo a resistência média à flexão, $f_{média}$, determinada com arredondamento a 0.01 N/mm^2 .

$$f_{xk} = \frac{f_{média}}{1.5} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.23}$$

6.3.1.3 Determinação da resistência ao corte

O objectivo deste ensaio é determinar a resistência inicial ao corte no plano das juntas horizontais de assentamento da alvenaria. Os provetes devem ser ensaiados ao corte segundo quatro pontos de aplicação de carga, com precompressão perpendicular às juntas horizontais, sendo medidas a espessura e o comprimento do provete, a força de precompressão e a força aplicada, com velocidade constante, até à rotura do provete. A resistência inicial ao corte é definida pela recta de regressão linear para a tensão normal nula. O procedimento de ensaio, para a determinação da resistência inicial ao corte, foi efectuado segundo a norma de ensaio NP EN 1052-3 [101].

6.3.1.3.1 Metodologia de ensaio

Para a realização do ensaio foram considerados três provetes. Além do equipamento indispensável para o fabrico de argamassas e de alvenarias, foi adoptado 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 norma;
- Dispositivo para a realização da precompressão;
- Equipamento para medição de deformações, *LVDT*, de modo a que as extensões obtidas tenham uma precisão de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento para a aquisição de dados e tratamento dos mesmos.

As dimensões foram definidas, em função da direcção de corte considerada e de acordo com o especificado na norma. A construção, a cura e o condicionamento dos provetes foram realizadas nas condições do documento normativo.

O ensaio da determinação resistência ao corte dos provetes, para a idade de 28 dias, foi efectuado recorrendo a equipamento específico, considerado apenas um ciclo de incremento de carga constante até à rotura. O provete foi colocado na máquina de ensaio e foram aplicados os dispositivos necessários, que permitiram a aplicação da carga de acordo com o procedimento normativo. Na Figura 6.40 pode ser observado o esquema de ensaio usado, com destaque no sistema de aquisição de deslocamento instalado no provete.

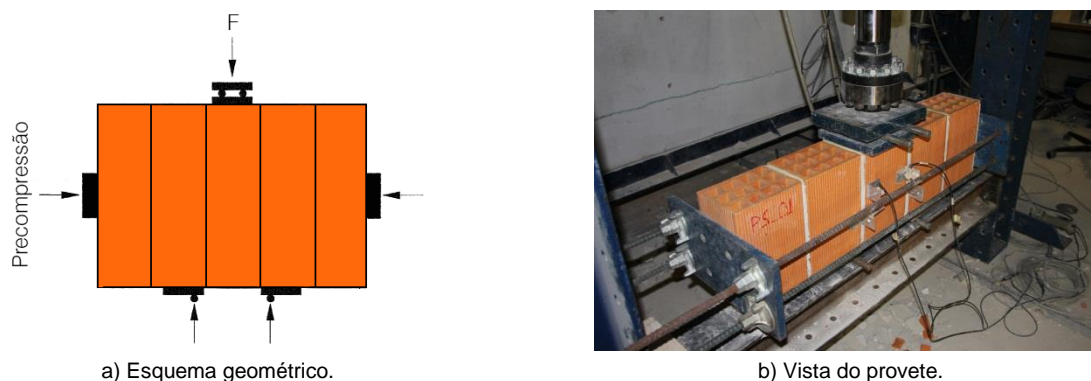


Figura 6.40 - Esquema de ensaio corte dos provetes.

As cargas de precompressão foram consideradas de forma a permitir obter nos provetes tensões aproximadamente de 0.1 N/mm^2 , 0.3 N/mm^2 e 0.5 N/mm^2 . A carga de rotura por corte do provete 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. Neste ensaio foi realizado o registo das seguintes medições:

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

6.3.1.3.2 Cálculo e expressão dos resultados

Para cada um dos provetes considerados foi calculada a resistência inicial ao corte, f_{v0i} , com um arredondamento de 0.01 N/mm^2 , utilizando a expressão seguinte:

$$f_{v0i} = \frac{F_{i,máx}}{2A_i} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.24}$$

Onde:

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

A resistência média ao corte, f_{v0} , foi calculada para compressão nula a partir da consideração da regressão linear dos valores individuais obtidos para cada provete com as diferentes precompressões, com um arredondamento de 0.01 N/mm^2 . O valor característico da resistência inicial ao corte, f_{vk0} , foi calculada utilizando a Equação 6.25 com um arredondamento de 0.1 N/mm^2 . Foi também determinado o ângulo de atrito interno, com arredondamento a 1° , que corresponde à inclinação da recta de regressão linear.

$$f_{vk0} = 0.8f_{v0} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{Equação 6.25}$$

6.3.2 Avaliação experimental das principais propriedades da alvenaria

Neste subcapítulo irá proceder-se à avaliação das propriedades da alvenaria, recorrendo para o efeito, a provetes do tipo “murete” que pretendem representar os painéis de alvenaria. Os tipos de provetes alvo deste estudo são os definidos na Tabela 6.21 a qual resulta da definição das soluções construtivas discutidas no capítulo anterior.

Para atingir este objectivo os diferentes tipos de provetes considerados irão ser alvo da seguinte campanha de ensaios:

- Determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson;
- Determinação da resistência à flexão;
- Determinação da resistência inicial ao corte.

6.3.2.1 Resistência à compressão e módulo de elasticidade

A determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, teve como base a consideração de uma amostra de cinco provetes tipo “murete” de alvenaria para cada uma das constituições referidas na Tabela 6.21, recorrendo a uma campanha de ensaios realizados segundo a norma de ensaio NP EN 1052-1 [99].

6.3.2.1.1 Apresentação de resultados

Mediante instrumentação adequada, conforme descrito no procedimento de ensaio, foi determinado o módulo de elasticidade da amostra. Neste procedimento foram considerados três ciclos consecutivos de carga e descarga, sendo aplicada aos provetes, no máximo, um terço da carga prevista de rotura por compressão. O módulo de elasticidade obtido por este processo resultou da determinação da inclinação da recta obtida por regressão linear, referida ao diagrama de tensão *versus* extensão, aplicada ao conjunto dos pontos obtidos nos três ciclos de carga e descarga para cada provete. Na Figura 6.41 é apresentado o diagrama tensões *versus* extensões para o provete PJHA5, onde se pode observar a função que aproxima os pontos do ensaio experimental, sendo o módulo de elasticidade igual à inclinação da recta obtida pela regressão linear considerada.

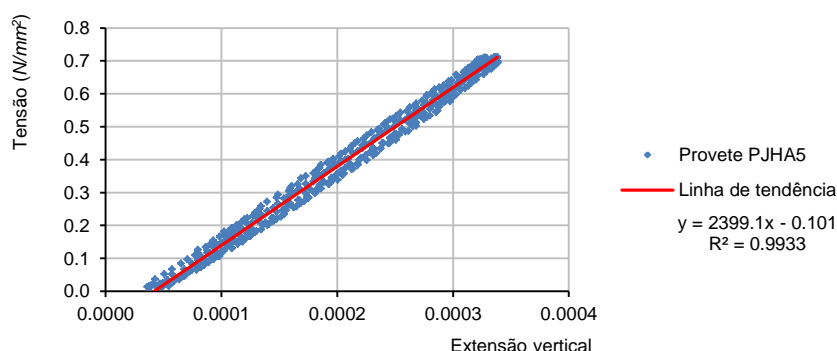


Figura 6.41 - Exemplo de resultado obtido para a determinação do módulo de elasticidade - Provete PJHA5.

Tal como o efectuado para as unidades de alvenaria, a título de análise comparativa, foi também experimentado um procedimento alternativo ao anteriormente apresentado, o qual foi motivado pelas facilidades de ensaio devidas à instrumentação realizada. Assim, foi também

determinado o módulo de elasticidade a partir do ensaio de rotura dos provetes, que consistiu no conhecimento da tensão instalada e da extensão média para um terço da carga máxima.

Os resultados do ensaio de determinação do módulo de elasticidade, E , encontram-se apresentados nas tabelas seguintes (Tabela 6.22, Tabela 6.23, Tabela 6.24 e Tabela 6.25), onde: $F_{m\acute{a}x}$, representa a carga estimada de rotura do provete; ε_j a média das extensões, referentes aos três ciclos, obtidas para a posição j , e ε_m a média aritmética das extensões, ε_j .

Tabela 6.22 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PS.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA							REGRESSÃO LINEAR
		$\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ (N)	ε_1 (10^{-3})	ε_2 (10^{-3})	ε_3 (10^{-3})	ε_4 (10^{-3})	ε_m (10^{-3})	E (N/mm ²)	E (N/mm ²)
PS	PS1	36437	0.206	0.125	0.324	0.338	0.248	1630.4	1588.3
	PS2	48177	0.351	0.451	0.354	0.256	0.353	1516.3	1478.3
	PS3	31673	0.175	0.268	0.135	0.087	0.166	2117.9	1773.7
	PS4	37903	0.140	0.143	0.352	0.309	0.236	1783.7	1684.1
	PS5	34427	0.162	0.321	0.375	0.310	0.292	1309.2	1362.8
MÉDIA								1671.5	1577.4

Tabela 6.23 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PSR.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA							REGRESSÃO LINEAR
		$\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ (N)	ε_1 (10^{-3})	ε_2 (10^{-3})	ε_3 (10^{-3})	ε_4 (10^{-3})	ε_m (10^{-3})	E (N/mm ²)	E (N/mm ²)
PRS	PRS1	41927	0.293	0.075	0.110	0.058	0.134	2914.7	2754.6
	PRS2	50670	0.065	0.080	0.141	0.083	0.092	5282.8	5008.2
	PRS3	47727	0.094	0.097	0.147	0.110	0.112	4251.2	4128.0
	PRS4	32350	0.077	0.144	0.116	0.136	0.118	2658.9	2618.0
	PRS5	45890	0.127	0.107	0.111	0.083	0.107	4037.7	3504.6
MÉDIA								3829.1	3602.7

Tabela 6.24 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA							REGRESSÃO LINEAR
		$\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ (N)	ε_1 (10^{-3})	ε_2 (10^{-3})	ε_3 (10^{-3})	ε_4 (10^{-3})	ε_m (10^{-3})	E (N/mm ²)	E (N/mm ²)
PRA	PRA1	80180	0.160	0.167	0.176	0.129	0.158	4905.7	4402.6
	PRA2	53030	0.109	0.076	0.169	0.141	0.124	4083.6	3961.0
	PRA3	73833	0.101	0.102	0.217	0.216	0.159	4356.2	4392.4
	PRA4	72867	0.121	0.170	0.183	0.173	0.162	4330.1	4384.6
	PRA5	65610	0.106	0.151	0.116	0.175	0.137	4484.4	4341.5
MÉDIA								4432.0	4296.4.0

Tabela 6.25 - Determinação do módulo de elasticidade: Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA							REGRESSÃO LINEAR
		$\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ (N)	ε_1 (10^{-3})	ε_2 (10^{-3})	ε_3 (10^{-3})	ε_4 (10^{-3})	ε_m (10^{-3})	E (N/mm ²)	E (N/mm ²)
PJHA	PJHA1	53423	0.136	0.162	0.189	0.265	0.188	2733.7	2880.1
	PJHA2	51443	0.127	0.203	0.307	0.271	0.227	2171.7	2341.6
	PJHA3	36313	0.265	0.262	0.177	0.052	0.189	1816.5	1814.7
	PJHA4	66403	0.260	0.266	0.274	0.224	0.256	2457.0	2571.8
	PJHA5	59403	0.207	0.276	0.233	0.266	0.245	2340.1	2399.1
MÉDIA								2303.8	2401.5

A determinação do coeficiente de Poisson, ν , foi realizada de forma análoga à avaliação experimental do módulo de elasticidade, empregando os dois procedimentos indicados: um a partir de três ciclos de carga e descarga para um terço da carga máxima de rotura; e o outro usando os recursos do ensaio de resistência à compressão. Para as duas metodologias adoptadas, a diferença no procedimento de ensaio, residiu na direcção de aquisição das deformações, que no caso do coeficiente de Poisson foi a direcção horizontal, sendo para o efeito considerados adicionalmente os transdutores colocados nas posições 5 e 6. Na Figura 6.42 é apresentado o diagrama tensões *versus* extensões horizontais para o provete PJHA5, onde se pode observar função que aproxima os pontos do ensaio experimental, sendo o módulo de elasticidade na direcção horizontal dado pela inclinação recta obtida pela regressão linear considerada.

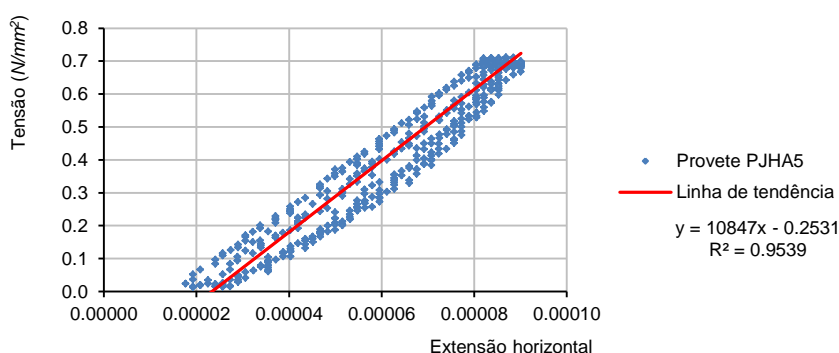


Figura 6.42 - Exemplo de resultado obtido para a determinação do coeficiente de Poisson - Provete PJHA5.

Os resultados do ensaio de determinação do coeficiente de Poisson, ν , encontram-se apresentados nas tabelas seguintes (Tabela 6.26, Tabela 6.27, Tabela 6.28 e Tabela 6.29), onde: $F_{máx}$, representa a carga estimada de rotura do provete; ε_j a média das extensões, referentes aos três ciclos, obtidas para a posição j ; e ε_m o resultado da média aritmética das extensões, ε_j .

Tabela 6.26 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PS.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA					REGRESSÃO LINEAR
		$\frac{1}{3}F_{máx}$ (N)	ε_5 (10^{-3})	ε_6 (10^{-3})	ε_m (10^{-3})	ν	ν
PS	PS1	36437	0.01071	0.01879	0.01475	0.059	0.062
	PS2	48177	0.09890	0.05216	0.07553	0.214	0.184
	PS3	31673	0.02603	0.01620	0.02111	0.127	0.121
	PS4	37903	0.00978	0.00974	0.00976	0.041	0.054
	PS5	34427	0.00000	0.01277	0.00638	0.022	0.039
MÉDIA						0.093	0.092

Tabela 6.27 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PRS.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA					REGRESSÃO LINEAR
		$\frac{1}{3}F_{máx}$ (N)	ε_5 (10^{-3})	ε_6 (10^{-3})	ε_m (10^{-3})	ν	ν
PRS	PRS1	41927	0.01648	0.01940	0.01794	0.134	0.126
	PRS2	50670	0.01322	0.05841	0.03581	0.388	0.180
	PRS3	47727	0.01974	0.00000	0.00987	0.088	0.237
	PRS4	32350	0.01974	0.01948	0.01961	0.166	0.180
	PRS5	45890	0.04597	0.04197	0.04397	0.411	0.343
MÉDIA						0.237	0.213

Tabela 6.28 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA					REGRESSÃO LINEAR	
		$\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ (N)	ϵ_5 (10^{-3})	ϵ_6 (10^{-3})	ϵ_m (10^{-3})	ν	ν	
PRA	PRA1	80180	0.04261	0.05841	0.05051	0.320	0.226	
	PRA2	53030	0.02278	0.03247	0.02762	0.223	0.245	
	PRA3	73833	0.00000	0.01935	0.00968	0.061	0.120	
	PRA4	72867	0.02909	0.03233	0.03071	0.190	0.216	
	PRA5	65610	0.02263	0.00000	0.01131	0.083	0.120	
MÉDIA					0.175	0.186		

Tabela 6.29 - Determinação do coeficiente de Poisson: Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	ENSAIO DE ROTURA PARA 1/3 DA CARGA MÁXIMA					REGRESSÃO LINEAR	
		$\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ (N)	ϵ_5 (10^{-3})	ϵ_6 (10^{-3})	ϵ_m (10^{-3})	ν	ν	
PJHA	PJHA1	53423	0.01931	0.02289	0.02110	0.112	0.134	
	PJHA2	51443	0.02903	0.07064	0.04984	0.219	0.247	
	PJHA3	36313	0.02220	0.04179	0.03199	0.169	0.148	
	PJHA4	66403	0.03219	0.00959	0.02089	0.082	0.095	
	PJHA5	59403	0.03541	0.06404	0.04973	0.203	0.221	
MÉDIA					0.157	0.169		

A determinação da resistência à compressão foi realizada segundo a norma de ensaio NP EN 1052-1 [99] cujo procedimento de ensaio foi descrito anteriormente. Para cada um dos provetes da amostra, os ensaios destinados à determinação da resistência à compressão, decorreram após a realização dos três ciclos de carga e descarga para um terço da força máxima relativos à determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. Neste ensaio foi aplicado um único ciclo de carga até à rotura do provete, sendo possível graças à instrumentação utilizada, realizar diagramas de tensões *versus* extensões, onde é apresentada a envolvente dos resultados obtidos, indicando para o efeito o limite máximo, mínimo e médio, relativamente aos provetes considerados para cada tipo de amostra. Estes gráficos são patenteados nas figuras seguintes (Figura 6.43 e Figura 6.44), sendo também indicados as extensões para os quais se verificou a rotura dos três primeiros provetes de cada amostra.

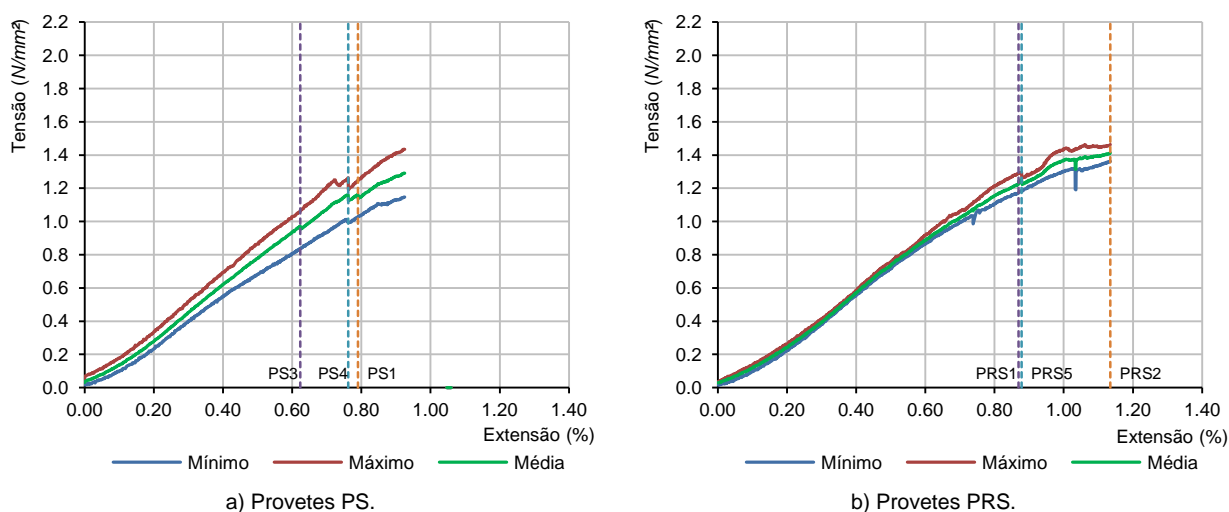


Figura 6.43 - Envolventes das tensões *versus* deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à compressão.

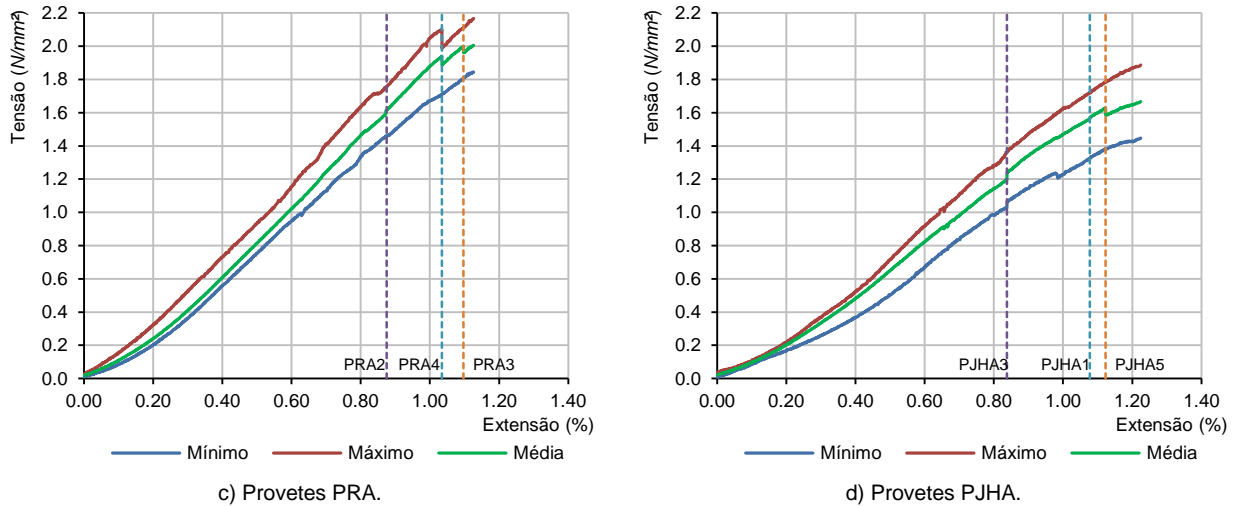


Figura 6.44 - Envolventes das tensões *versus* deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à compressão (Continuação).

São também apresentados na Figura 6.45, num único gráfico, os valores médios obtidos no diagrama de tensões *versus* extensões para cada amostra tipo considerada, visando uma análise comparativa para uma melhor compreensão dos fenómenos ocorridos.

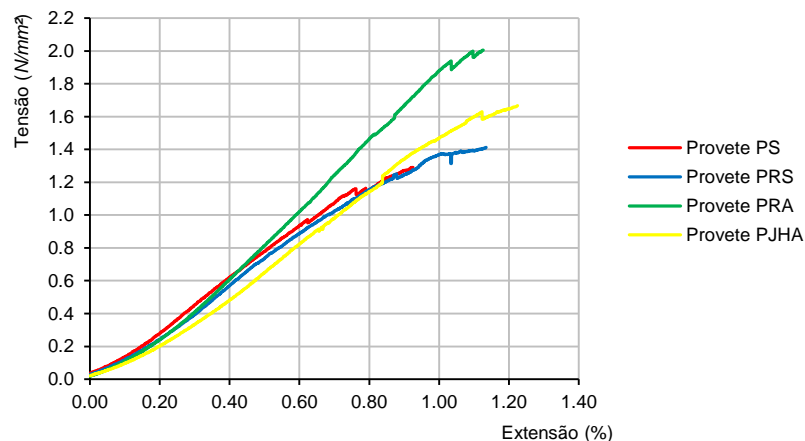


Figura 6.45 - Diagrama de tensões *versus* deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes relativos ao ensaio de resistência à compressão.

Os resultados do ensaio de resistência à compressão para cada tipo de provete são apresentados nas tabelas seguintes (Tabela 6.30, Tabela 6.31, Tabela 6.32 e Tabela 6.33), sendo apresentado para cada um dos provetes da amostra a tensão de rotura à compressão, $f_{máx}$, as características geométricas do provete, nomeadamente, a área da superfície de contacto, A , e a carga de rotura do provete, $F_{máx}$.

Por último importa referir, que foram realizadas diversas tentativas para a obtenção do coeficiente de Poisson na direcção perpendicular ao plano da parede, mas pela exiguidade do comprimento sobre o qual seriam determinadas as extensões e pelo número insuficiente de transdutores colocados face à heterogeneidade de deslocamentos observados na direcção transversal dos provetes, não foi possível obter valores considerados estatisticamente credíveis.

Tabela 6.30 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PS.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)			A (mm ²)	F _{máx} (N)	f _{máx} (N/mm ²)
		l _s	h _s	t _s			
PS	PS1	602	600	150	89999.0	109310	1.21
	PS2	601	600	150	89489.5	144530	1.61
	PS3	604	600	149	89694.0	95020	1.06
	PS4	602	600	150	89999.0	113710	1.26
	PS5	601	600	149	89549.0	103280	1.15
MÉDIA							1.26

Tabela 6.31 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PRS.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)			A (mm ²)	F _{máx} (N)	f _{máx} (N/mm ²)
		l _s	h _s	t _s			
PRS	PRS1	624	600	172	107328.0	125780	1.17
	PRS2	597	600	174	103878.0	152010	1.46
	PRS3	590	600	171	100509.8	143180	1.42
	PRS4	598	600	172	102770.0	97050	0.94
	PRS5	611	600	174	106227.0	137670	1.30
MÉDIA							1.26

Tabela 6.32 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)			A (mm ²)	F _{máx} (N)	f _{máx} (N/mm ²)
		l _s	h _s	t _s			
PRA	PRA1	602	600	172	103458.0	240540	2.33
	PRA2	606	600	173	104838.0	159090	1.52
	PRA3	609	600	175	106575.0	221500	2.08
	PRA4	605	600	172	104060.0	218600	2.10
	PRA5	603	600	177	106731.0	196830	1.84
MÉDIA							1.97

Tabela 6.33 - Determinação da resistência à compressão: Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)			A (mm ²)	F _{máx} (N)	f _{máx} (N/mm ²)
		l _s	h _s	t _s			
PJHA	PJHA1	610	600	171	104005.0	160270	1.54
	PJHA2	610	600	171	104310.0	154330	1.48
	PJHA3	610	600	174	105748.0	108940	1.03
	PJHA4	609	600	174	105575.0	199210	1.89
	PJHA5	614	600	169	103459.0	178210	1.72
MÉDIA							1.53

6.3.2.1.2 Análise e discussão de resultados

No sentido de compreender os resultados obtidos, na Tabela 6.34 é apresentado o resumo da análise estatística realizada para os diferentes tipos de provetes acerca das características mecânicas estudadas: módulo de elasticidade, resistência à compressão e coeficiente de Poisson.

Os provetes simples, PS, apresentam valores aceitáveis para o coeficiente de variação no que se refere aos valores médios obtidos para a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão. Contrariamente, relativamente ao coeficiente de Poisson, o valor daquela grandeza estatística apresenta um valor extremamente elevado.

Nos provetes de reboco simples, PRS, verifica-se que apesar do coeficiente de variação do módulo de elasticidade não ser baixo, existe uma grande proximidade nos dois valores médios obtidos para o módulo de elasticidade recorrendo a metodologias distintas. Quanto ao valor médio da resistência à compressão, o valor do coeficiente de variação obtido é aceitável. O resultado obtido para o coeficiente de Poisson é um valor aceitável, tendo em conta que o procedimento mais preciso para a sua determinação é o que recorre à regressão linear, onde se obteve um coeficiente de variação de 38.7%.

Nos provetes de reboco armado, PRA, verifica-se que o coeficiente de variação apresenta valores bastante aceitáveis no que se refere aos valores médios obtidos para a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão, chegando mesmo a ser excelentes relativamente ao módulo de elasticidade. Para o coeficiente de Poisson obtém-se um coeficiente de variação de 32.7% no procedimento mais preciso para a sua determinação, que pode ser interpretado nesta situação como um valor aceitável.

Por fim, relativamente aos provetes com junta horizontal armada, PJHA, verifica-se que apresentam valores satisfatórios para o coeficiente de variação no que se refere aos valores médios obtidos para a determinação das características mecânicas em estudo.

Tabela 6.34 - Análise estatística das características mecânicas estudadas.

ENSAIO	GRANDEZA ESTATÍSTICA	UNIDADES	PROVETES TIPO			
			PS	PRS	PRA	PJHA
Módulo de elasticidade (Ensaio de rotura)	Média	(N/mm^2)	1671.5	3829.1	4432.0	2303.8
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	303.7	1065.4	301.9	340.8
	Coeficiente de variação	(%)	18.2	27.8	6.8	14.8
Módulo de elasticidade (Regressão linear)	Média	(N/mm^2)	1577.4	3602.7	4296.4	2401.5
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	162.7	993.7	188.9	389.2
	Coeficiente de variação	(%)	10.3	27.6	4.4	16.2
Coefficiente de Poisson (Ensaio de rotura)	Média		0.093	0.237	0.175	0.157
	Desvio Padrão		0.079	0.151	0.106	0.059
	Coeficiente de variação	(%)	84.7	63.5	60.6	37.4
Coefficiente de Poisson (Regressão linear)	Média		0.092	0.213	0.186	0.169
	Desvio Padrão		0.060	0.082	0.061	0.063
	Coeficiente de variação	(%)	65.3	38.7	32.7	37.5
Resistência à compressão	Média	(N/mm^2)	1.26	1.26	1.97	1.53
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	0.21	0.21	0.31	0.32
	Coeficiente de variação	(%)	16.7	16.7	15.5	21.1

Realizada uma análise estatística sumária dos resultados, torna-se importante realizar uma avaliação individual dos resultados obtidos para cada um dos tipos de provetes considerados no estudo.

Os provetes simples, PS, apresentam uma boa amostra de resultados relativamente ao valor do módulo de elasticidade visto se ter obtido um coeficiente de variação na ordem dos 10%. O próprio valor do módulo de elasticidade dos provetes obtido a partir do ensaio de resistência à compressão, onde se consideram as deformações e as tensões para um terço da carga máxima, traduz-se numa boa aproximação face ao estipulado na norma de ensaio NP EN

1052-1 [99] para a obtenção do módulo de elasticidade. O valor médio da resistência à compressão 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. O valor do coeficiente de Poisson possui um coeficiente de variação elevado, pois existe uma grande variação de resultados. Esta variação coincide em parte com a variação verificada no ensaio de resistência à compressão, visto serem os provetes PS2 e PS3 que apresentam as maiores variações.

A resistência característica à compressão, f_k , para os provetes de alvenaria do tipo PS, foi calculada, como sendo o menor dos valores obtidos pela aplicação da Equação 6.18.

$$f_k \leq \begin{cases} \frac{f}{1.2} = \frac{1.26}{1.2} = 1.0 \\ f_{i,min} = 1.1 \end{cases} \quad (N/mm^2)$$

Resultando:

$$f_k = 1.0 \quad (N/mm^2)$$

O modo de rotura sofrido pelos provetes do tipo PS encontra-se exemplificado na Figura 6.46, onde é possível observar o colapso generalizado dos septos exteriores das unidades de alvenaria.



a) Provede PS2.



b) Provede PS1.

Figura 6.46 - Exemplos de modos de rotura observados: Provedes tipo PS.

Nos provetes de reboco simples, PRS, verifica-se que o módulo de elasticidade está condicionado por uma variação ligeiramente acentuada dos valores individuais, sendo o coeficiente de variação da amostra na ordem dos 27%. No que respeita à resistência à compressão, os resultados obtidos apresentam um coeficiente de variação aceitável da ordem dos 17%. Este resultado teria sido melhor, caso um dos provetes, PRS4, não tivesse apresentado baixa resistência à compressão face aos valores obtidos pelos restantes provetes. O valor médio determinado para o coeficiente de Poisson apresenta um coeficiente de variação ligeiramente elevado, cerca de 39%. Apesar das dificuldades inerentes à sua determinação, segue o mesmo padrão dos restantes provetes tipo, sendo de admitir a existência de uma boa amostra de resultados.

A resistência característica à compressão, f_k , para os provetes de alvenaria do tipo PRS, foi calculada, como sendo o menor dos valores obtidos pela aplicação da Equação 6.18.

$$f_k \leq \begin{cases} \frac{f}{1.2} = \frac{1.26}{1.2} = 1.0 \\ f_{i,min} = 0.9 \end{cases} \quad (N/mm^2)$$

Resultando:

$$f_k = 0.9 \quad (N/mm^2)$$

Pela análise da Tabela 6.31, constata-se a existência de um valor anómalo, o qual se refere ao provete PRS4. Por se tratar, eventualmente, de um deficiente manuseamento do provete em laboratório, optou-se pela sua exclusão da amostra, tanto mais que é expectável que a resistência deste provete seja superior ao anterior. Assim sendo, com a nova amostra definida, os valores de referência dos provetes do tipo PRS, para a resistência média à compressão, f , e para resistência característica à compressão, f_k , serão respectivamente, de $1.34 N/mm^2$ e $1.1 N/mm^2$.

O modo de rotura obtido para os provetes do tipo PRS encontra-se exemplificado na Figura 6.47. De uma forma geral, como exemplificado, o modo de rotura estava relacionado com a encurvadura das faces laterais do provete que após a rotura por tracção dos septos horizontais proporcionavam o colapso da face com maior encurvadura. Pode constatar-se que na imagem o provete PRS3 apresenta fendilhação ao longo dos septos horizontais, não tendo ocorrido o colapso total da face adjacente em virtude do ensaio ter sido finalizado por irrelevância da aquisição de dados após esse momento.



a) Provete PRS2.



b) Provete PRS3.

Figura 6.47 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.

Nos provetes de reboco armado, PRA, verifica-se que os resultados obtidos para o valor médio do 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 da resistência à compressão constata-se a existência de dois provetes que não atingiram o mesmo patamar de carga que os restantes três, o que teve influência no valor médio obtido. Relativamente ao coeficiente de Poisson a análise dos resultados apresenta algumas dificuldades. Dois dos provetes apresentaram valores na ordem de 0.120 e os restantes três apresentaram valores na ordem dos 0.220, isto é, a amostra revela dois grupos com padrões de comportamento distintos. De qualquer forma os provetes de reboco armado, PRA, foram, dos provetes estudados, os que apresentaram maior ductilidade.

A resistência característica à compressão, f_k , para os provetes de alvenaria do tipo PRA, foi calculada, como sendo o menor dos valores obtidos pela aplicação da Equação 6.18.

$$f_k \leq \begin{cases} \frac{f}{1.2} = \frac{1.97}{1.2} = 1.6 \\ f_{i,min} = 1.5 \end{cases} \quad (N/mm^2)$$

Resultando:

$$f_k = 1.5 \quad (N/mm^2)$$

Neste tipo de provetes ocorre o que foi anteriormente observado nos provetes tipo PRS. Pela análise da Tabela 6.32 constata-se a existência de um valor anómalo, o qual se refere ao provete PRA2. Por se tratar, eventualmente, de um deficiente manuseamento do provete em laboratório, optou-se pela sua exclusão da amostra. Assim sendo, com a nova amostra definida, os valores de referência dos provetes do tipo PRA, para a resistência média à compressão, f , e para resistência característica à compressão, f_k , serão respectivamente, de $2.09 N/mm^2$ e $1.7 N/mm^2$. O modo de rotura obtido para os provetes do tipo PRA encontra-se representado na Figura 6.48. Tal como nos provetes tipo até agora analisados, continua a verificar-se o mesmo padrão de rotura, isto por colapso total ou parcial de uma das faces do provete. Embora neste tipo de provete, a influência do reboco armado fez-se sentir de uma forma muito positiva, pois apesar do provete estar completamente danificado, o reboco armando consegue de algum modo manter o confinamento dos elementos constituintes da alvenaria.



a) Provete PRA1.



b) Provete PRA4.

Figura 6.48 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.

Nos provetes com junta horizontal armada, PJHA, verifica-se que os resultados obtidos para o valor médio do módulo de elasticidade apresentam uma boa amostra de valores, existindo apenas um provete, PJHA3, que apresentou o valor do módulo de elasticidade inferior ao esperado. Relativamente à resistência à compressão, os resultados obtidos apresentam um coeficiente de variação aceitável, na ordem dos 20%. Este resultado teria sido melhor, caso um dos provetes, PJHA3, não tivesse apresentado baixa resistência à compressão face aos valores obtidos pelos restantes provetes. Para o coeficiente de Poisson obteve-se uma boa gama de valores, com um coeficiente de variação na ordem dos 37%, destacando neste caso a grande aproximação ocorrida nos dois métodos de ensaio efectuados.

A resistência característica à compressão, f_k , para os provetes de alvenaria do tipo PJHA, foi calculada, como sendo o menor dos valores obtidos pela aplicação da Equação 6.18.

$$f_k \leq \begin{cases} \frac{f}{1.2} = \frac{1.53}{1.2} = 1.3 \\ f_{i,min} = 1.0 \end{cases} \quad (N/mm^2)$$

Resultando:

$$f_k = 1.0 \quad (N/mm^2)$$

Neste tipo de provetes ocorre o já observado nos provetes do tipo PRS e PRA. Pela análise da Tabela 6.33 constata-se a existência de um valor anómalo, o qual se refere ao provete PJHA3. Por se tratar, eventualmente, de um deficiente manuseamento do provete em laboratório, optou-se pela sua exclusão da amostra. Assim sendo, com a nova amostra definida, os valores de referência dos provetes do tipo PJHA, para a resistência média à compressão, f , e para resistência característica à compressão, f_k , serão respectivamente, de 1.66 N/mm^2 e 1.4 N/mm^2 .

O modo de rotura obtido para os provetes do tipo PJHA encontra-se exemplificado na Figura 6.49, onde se pode constatar que o padrão de rotura segue a linha dos anteriores provetes tipo, a qual parece estar ligada às deformações experimentadas pelas faces dos provetes para fora do plano, as quais não puderam ser contrariadas pela capacidade resistentes dos septos horizontais da alvenaria.



a) Provete PJHA1.



b) Provete PJHA5.

Figura 6.49 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.

6.3.2.1.3 Resumo dos resultados obtidos

Para os diferentes tipos de provetes, os resultados obtidos relativos aos parâmetros estudados: módulo de elasticidade; coeficiente de Poisson; e resistência à compressão, assim como, as correcções propostas na sequência da análise de resultados efectuada, encontram-se apresentados na Tabela 6.35. Além de outras observações já expostas, deve ser dado ênfase ao facto dos provetes de alvenaria simples, PS, serem aqueles que apresentam uma resistência à compressão mais baixa e que resultados mais elevados foram verificados nos provetes de reboco armado, PRA. Estes provetes tiveram um bom comportamento após rotura, verificando-se que os provetes se mantinham aglutinados, mesmo estando bastante danificados, o que poderá dar bons indícios acerca do comportamento desta solução quando integrada num sistema estrutural. Salienta-se que as tensões são apresentadas quer na área total, quer na área da espessura da parede, sendo claro o efeito benéfico do reboco na capacidade de carga da parede.

Tabela 6.35 - Síntese dos parâmetros estudados para os diferentes tipos de provetes.

PROVETES TIPO	$E \text{ (N/mm}^2\text{)}$	ν	RESULTADOS INICIAIS		RESULTADOS CORRIGIDOS	
			$f \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_k \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_k \text{ (N/mm}^2\text{)}$
PS	1577.4	0.092	1.26	1.0	1.26	1.0
PRS	3602.7	0.213	1.26	0.9	1.34	1.1
PRA	4296.4	0.186	1.97	1.5	2.09	1.7
PJHA	2401.5	0.169	1.53	1.0	1.66	1.4

6.3.2.2 Resistência à flexão

A determinação da resistência à flexão foi realizada segundo a norma de ensaio NP EN 1052-2 [103], cujo procedimento de ensaio foi descrito anteriormente. Foram considerados dez provetes em alvenaria de tijolo para cada uma das constituições referidas na Tabela 6.21, tendo sido ensaiados cinco provetes por cada uma das duas direcções principais de flexão, resultando para esta propriedade, uma campanha de ensaios sobre quarenta provetes.

6.3.2.2.1 Apresentação de resultados: Flexão paralela às juntas

Neste ensaio foi aplicado um único ciclo de carga até à rotura do provete, sendo possível, graças à instrumentação utilizada, realizar diagramas de forças *versus* deslocamentos, sendo apresentada a envolvente dos resultados obtidos, indicando para o efeito o limite máximo, mínimo e médio, relativamente aos provetes considerados para cada tipo de amostra. Estes gráficos são patenteados na Figura 6.50, sendo também indicados os deslocamentos para os quais se verificou a rotura dos três primeiros provetes de cada amostra. São também apresentados na Figura 6.51, num único gráfico, os valores médios obtidos no diagrama de forças *versus* deslocamentos para cada amostra tipo considerada, visando uma análise comparativa para uma melhor compreensão dos fenómenos ocorridos.

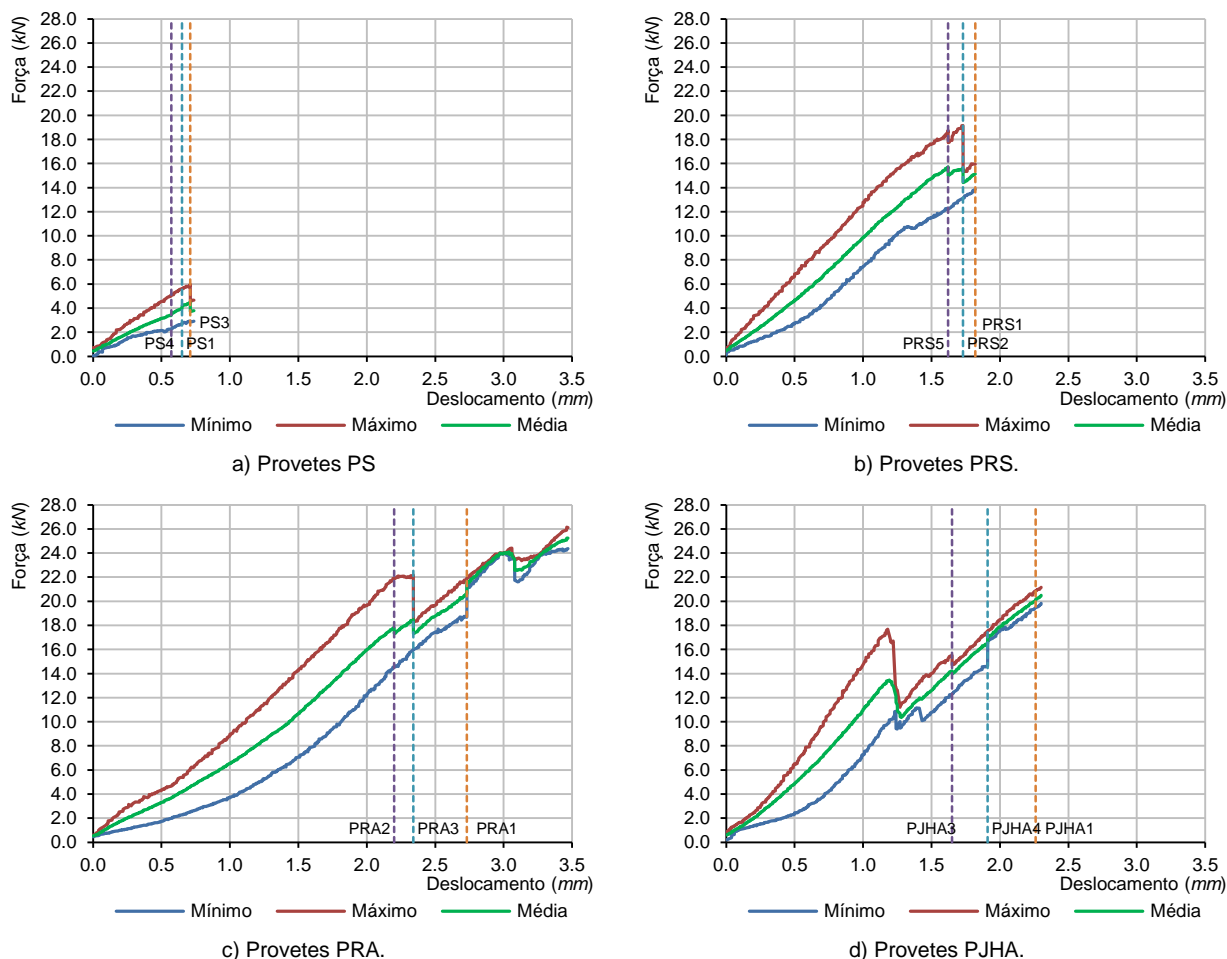


Figura 6.50 - Envolventes de forças *versus* deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à flexão na direcção paralela às juntas.

Dos diagramas apresentados importa desde já referir a fraca capacidade resistente e o baixo nível de deslocamentos observados nos provetes de alvenaria simples, PS, face aos restantes. Por outro lado refira-se o grande aumento de resistência experimentado pelos provetes de reboco simples, PRS, face aos provetes PS. A simples existência de 1 cm de reboco em cada uma das faces triplicou a capacidade resistente dos mesmos. Por outro lado, destacar o óptimo comportamento observado nos provetes de reboco armado, PRA, e de junta horizontal armada, PJHA. Isto ocorre de uma alteração clara do modo de rotura como se verá. Para situações de rotura por flexão pura este ganho será menor, não sendo expectável nenhuma diferença de comportamento entre os provetes PRA e PJHA.

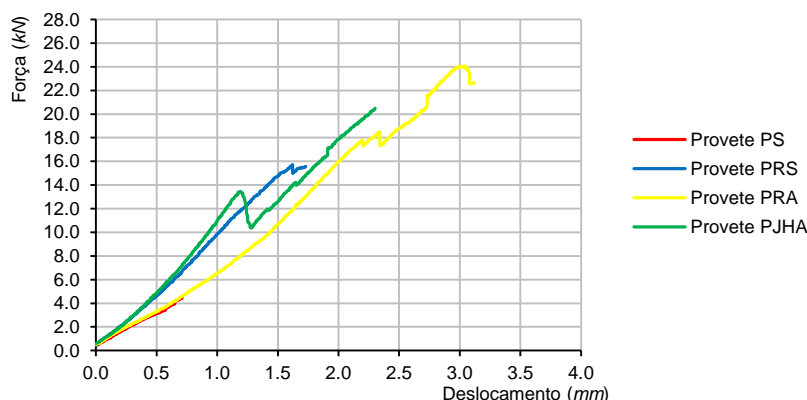


Figura 6.51 - Diagramas de forças versus deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência à flexão na direcção paralela às juntas.

Os resultados do ensaio de resistência à flexão na direcção paralela às juntas de assentamento são mostrados nas tabelas seguintes (Tabela 6.36, Tabela 6.37, Tabela 6.38 e Tabela 6.39), sendo apresentado para cada um dos provetes da amostra a resistência à flexão, f_{x1} , as características geométricas e a carga de rotura do provete, $F_{1,máx}$.

Tabela 6.36 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PS.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{1,máx}$ (N)	f_{x1} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PS	PS1	500	300	460	149	3460	0.102
	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	149	2780	0.083
MÉDIA						4930	0.145

Tabela 6.37 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PRS.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{1,máx}$ (N)	f_{x1} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PRS	PRS1	500	300	455	172	15600	0.348
	PRS2	500	300	455	174	19290	0.420
	PRS3	500	300	465	173	17090	0.368
	PRS4	500	300	457	171	14020	0.315
	PRS5	500	300	455	174	18780	0.409
MÉDIA						16956	0.372

Tabela 6.38 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{1,máx}$ (N)	f_{x1} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PRA	PRA1	500	300	453	171	18840	0.427
	PRA2	500	300	462	171	19880	0.441
	PRA3	500	300	472	173	22180	0.471
	PRA4	500	300	460	175	24370	0.519
	PRA5	500	300	465	177	29680	0.611
MÉDIA						22990	0.494

Tabela 6.39 - Determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento: Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{1,máx}$ (N)	f_{x1} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PJHA	PJHA1	500	300	458	174	19920	0.431
	PJHA2	500	300	455	174	20820	0.453
	PJHA3	500	300	455	171	15580	0.351
	PJHA4	500	300	445	171	14620	0.337
	PJHA5	500	300	457	175	21160	0.454
MÉDIA						18420	0.405

6.3.2.2.2 Análise e discussão de resultados: Flexão paralela às juntas

Para aferir a validade dos resultados obtidos, na Tabela 6.40 é apresentado o resumo da análise estatística realizada para os diferentes tipos de provetes relativamente à resistência à flexão na direcção paralela às juntas de assentamento. Da análise efectuada verifica-se que para todas as soluções ensaiadas se obteve uma amostra de resultados homogénea.

Tabela 6.40 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.

PROVETES TIPO	RESISTÊNCIA À FLEXÃO PARALELA ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO		
	Média (N/mm ²)	Desvio Padrão (N/mm ²)	Coefficiente de variação (%)
PS	0.145	0.055	37.6
PRS	0.372	0.043	11.7
PRA	0.494	0.074	15.1
PJHA	0.405	0.057	14.0

Nos provetes tipo PS verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência à flexão foram razoáveis, embora o coeficiente de variação da amostra tenha sido o mais elevado no conjunto dos provetes tipo analisados. Esta situação poderá estar relacionada com o modo de rotura que envolve a aderência entre a argamassa e o tijolo, que é conhecida por apresentar elevada variabilidade. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PS, na direcção paralela às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

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

A Figura 6.52 apresenta o modo de rotura observado nos provetes do tipo PS e exemplificado para os provetes PS1 e PS2. Este modo de rotura ocorreu devido ao descolamento das unidades de alvenaria da argamassa que as ligava, tal como esperado.



a) Provete PS2.



b) Provete PS1.

Figura 6.52 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.

Nos provetes tipo PRS verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência à flexão foram muito bons, o coeficiente de variação da amostra foi dos mais baixos encontrados no conjunto dos provetes tipo analisados, com cerca de 12%. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PRS, na direcção paralela às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk1} = 0.25 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.53 apresenta o modo de rotura observado nos provetes do tipo PRS e exemplificado para os provetes PRS1 e PRS5. Analisando os tipos de rotura obtido, verifica-se que comparativamente aos provetes do tipo PS, o reboco funciona como um elemento de ligação adicional entre unidades, colmatando a insuficiência de ligação anteriormente observada, que conduzia a uma rotura por descolamento das unidades. Contudo o modo de rotura observada para este tipo de provetes, muito possivelmente face à reduzida distância entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, não é uma rotura típica de flexão, mas sim, evidencia fendilhação que se enquadra nos modos de rotura característicos de corte. É possível verificar na vista de topo do provete PRS1 um alinhamento de fenda que se inicia no ponto de aplicação de carga e se estende até ao apoio, atravessando a parede e os diversos septos, com uma inclinação aproximada de 45°.



a) Provete PRS1.



b) Provete PRS5.

Figura 6.53 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.

Nos provetes tipo PRA, pela indicação fornecida pelo coeficiente de variação, para o qual foi obtido um valor próximo dos 15%, verificou-se que os resultados encontrados relativamente à resistência à flexão foram muito bons. Apenas se observou, num dos provetes ensaiados, PRA5, um valor fora do normal (por excesso) em relação ao resto da amostra. Pela aplicação

da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PRA, na direcção paralela às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk1} = 0.33 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.54 apresenta o modo de rotura padrão observado nos provetes tipo PRA e exemplificado para os provetes PRA2 e PRA5. Analisando o tipo de rotura observado nos diversos provetes, verifica-se estarmos na presença novamente de uma rotura por corte, evidenciada pela fendilhação que se entende do ponto de aplicação da carga até ao apoio. Contudo, devido à grande resistência e ductilidade apresentadas por estes provetes, comparativamente aos provetes já analisados, observam-se alguns aspectos comportamentais que importa salientar. Sendo a ductilidade, num diagrama força *versus* deslocamento, proporcional ao trabalho de deformação total, isto é, a área limitada superiormente pela função e inferiormente pelo eixo dos deslocamentos, facilmente se pode constatar que este tipo de provetes foi de longe aquele que melhor ductilidade apresentou. As propriedades referidas, resistência e ductilidade, foram conferidas pela introdução do reboco armado, que proporcionaram ao elemento em estudo um comportamento excelente em termos de flexão, pois a rotura foi devida ao corte. O momento máximo resistente da peça, nas condições de apoio e de carregamento, não foi atingido.



a) Provede PRA2.



b) PRA5.

Figura 6.54 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.

Nos provetes tipo PJHA o coeficiente de variação obtido é muito bom, situando-se em 14.0%, deixando antever uma boa amostragem de resultados relativos à resistência à flexão. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PJHA, na direcção paralela às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk1} = 0.27 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.55 apresenta o modo de rotura padrão observado nos provetes tipo PJHA e exemplificado para os provetes PJAH2 e PJAH4. Analisando o tipo de rotura observado nos diversos provetes, verifica-se, que na linha dos anteriores ensaios, continua a ser o corte o responsável pela rotura do provete. Dado o posicionamento da armadura de junta nos provetes será de prever que a sua influência sob o ponto de vista de flexão seja nulo, isto é, este tipo de provetes teria de apresentar um comportamento análogo aos provetes tipo, PRS. Atendendo a que a rotura é em geral por corte, mas na zona do tijolo, seria também expectável que não resultasse qualquer influência da armadura de junta. Também foi possível observar outro tipo

de fendilhação, fissuras horizontais sobre a face oposta à face de aplicação de cargas típicas de flexão, conforme pode ser observado na Figura 6.56.



a) Provete PJA2.



b) Provete PJA4.

Figura 6.55 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.

Pela análise dos gráficos anteriores (Figura 6.50 e Figura 6.51), consta-se que nos provetes tipo PJHA, ocorre um primeiro pico de carga, o qual tem uma correspondência em termos de força e deslocamento com o pico máximo de carga ocorrido para os provetes PRS. O pico de carga referido para os provetes PJHA é seguido de uma grande perda de rigidez, iniciando-se de seguida novo aumento de carga até à rotura, ultrapassando o valor obtido no primeiro pico. Este comportamento poderá ser justificado por um efeito de segunda ordem ou de arco entre apoios.



a) Provete PJA4.



b) Provete PJA5.

Figura 6.56 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJAH.

6.3.2.2.3 Apresentação de resultados: Flexão perpendicular às juntas

Tal como no ensaio realizado para a determinação da resistência à flexão na direcção paralela às juntas de assentamento, neste ensaio foi também aplicado, um único ciclo de carga até à rotura do provete. Também, graças à instrumentação utilizada, foi possível realizar diagramas de forças *versus* deslocamentos, onde é apresentada a envolvente dos resultados obtidos, indicando para o efeito o limite máximo, mínimo e médio, relativamente aos provetes considerados para cada tipo de amostra. Estes gráficos, para cada um dos tipos de provetes considerados, são patenteados na Figura 6.57, sendo também indicados os deslocamentos para os quais se verificou a rotura dos três primeiros provetes de cada amostra. São também apresentados na Figura 6.58, num único gráfico, os valores médios obtidos no diagrama de

forças *versus* deslocamentos para cada amostra tipo considerada, visando uma análise comparativa para uma melhor compreensão dos fenômenos ocorridos.

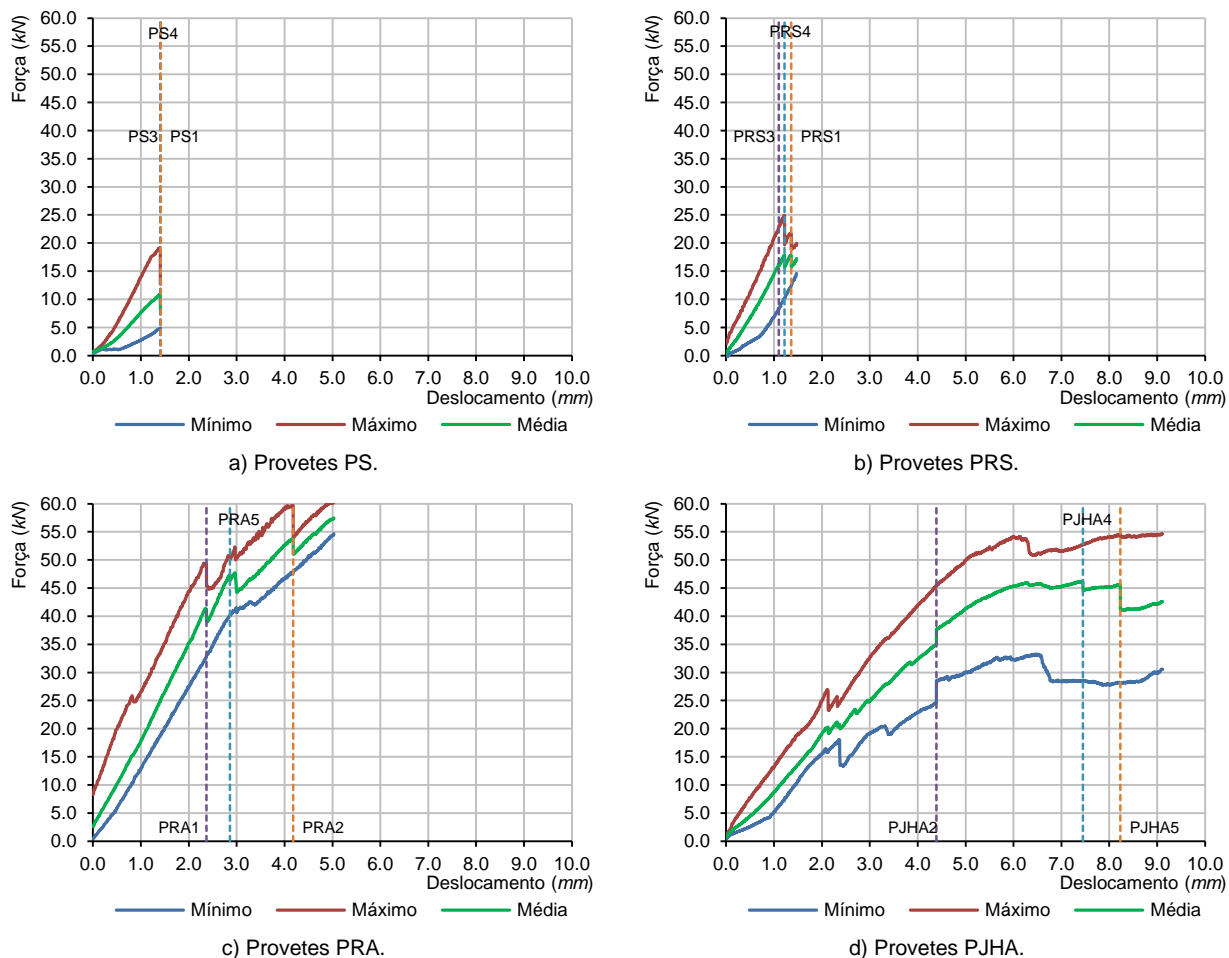


Figura 6.57 - Envolventes de forças *versus* deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência à flexão na direcção perpendicular às juntas.

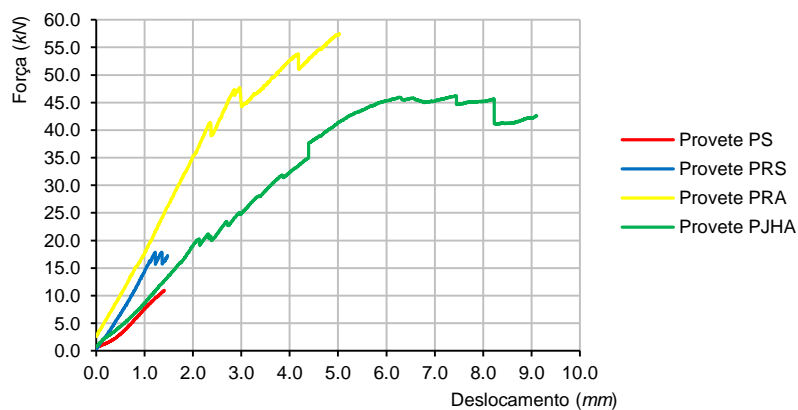


Figura 6.58 - Diagramas de forças *versus* deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência à flexão na direcção perpendicular às juntas.

Dos diagramas apresentados importa desde já referir a fraca capacidade resistente e o baixo nível de deslocamentos observados nos provetes de alvenaria simples, PS, e nos provetes de reboco simples, PRS, face aos restantes. A existência do reboco nos provetes de reboco simples, PRS, face aos provetes simples, PS, pouco contribuiu no aumento da resistência à flexão, cerca de 10%, assim como, a gama de deslocamentos observada apresenta-se muito semelhante. Este comportamento é esperado e parece reconfirmar a pouca adequação dos ensaios anteriores para a obtenção da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento.

Por outro lado, deve-se destacar o óptimo comportamento observado nos provetes de reboco armado, PRA, e de junta horizontal armada, PJHA. Os provetes de reboco armado, PRA, foram aqueles que exibiram maior capacidade resistente. Os provetes de junta horizontal armada, PJHA, apresentaram o melhor comportamento em termos de deslocamentos observados, isto é, a rotura verificou-se para valores elevados de deslocamento, deixando antever um bom comportamento sob o ponto de vista de ductilidade.

Os resultados do ensaio de resistência à flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento são mostrados nas tabelas seguintes (Tabela 6.41, Tabela 6.42, Tabela 6.43 e Tabela 6.44), sendo apresentado para cada um dos provetes da amostra a resistência à flexão, f_{x2} , as características geométricas e a carga de rotura do provete, $F_{2,máx}$.

Tabela 6.41 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PS.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{2,máx}$ (N)	f_{x2} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PS	PS1	500	200	605	149	16303	0.546
	PS2	500	200	602	150	16684	0.554
	PS3	500	200	601	149	19177	0.647
	PS4	500	200	595	150	12732	0.428
	PS5	500	200	601	148	10189	0.348
MÉDIA						15017	0.505

Tabela 6.42 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PRS.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{2,máx}$ (N)	f_{x2} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PRS	PRS1	500	200	608	173	21720	0.537
	PRS2	500	200	593	173	26270	0.666
	PRS3	500	200	592	174	17650	0.443
	PRS4	500	200	593	172	24890	0.638
	PRS5	500	200	600	171	19950	0.512
MÉDIA						22096	0.559

Tabela 6.43 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{2,máx}$ (N)	f_{x2} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PRA	PRA1	500	200	610	172	49370	1.231
	PRA2	500	200	600	174	59960	1.485
	PRA3	500	200	590	175	60300	1.502
	PRA4	500	200	600	173	57280	1.435
	PRA5	500	200	610	173	50920	1.255
MÉDIA						55566	1.382

Tabela 6.44 - Determinação da resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento: Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	DIMENSÕES (mm)				$F_{2,máx}$ (N)	f_{x2} (N/mm ²)
		l_1	l_2	b	t_u		
PJHA	PJHA1	500	200	605	171	54690	1.391
	PJHA2	500	200	604	171	24610	0.627
	PJHA3	500	200	601	171	33990	0.870
	PJHA4	500	200	602	172	51150	1.292
	PJHA5	500	200	601	173	54590	1.366
MÉDIA						43806	1.109

6.3.2.2.4 Análise e discussão de resultados: Flexão perpendicular às juntas

Para aferir a validade dos resultados obtidos, na Tabela 6.45 é apresentado o resumo da análise estatística realizada para os diferentes tipos de provetes relativamente à resistência à flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento. Da análise efectuada verificou-se que para todas as soluções ensaiadas se obteve uma boa amostra de resultados.

Tabela 6.45 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.

PROVETES TIPO	RESISTÊNCIA À FLEXÃO PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO		
	Média (N/mm ²)	Desvio Padrão (N/mm ²)	Coefficiente de variação (%)
PS	0.505	0.117	23.2
PRS	0.559	0.092	16.5
PRA	1.382	0.129	9.3
PJHA	1.109	0.342	30.8

Nos provetes tipo PS verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência à flexão são satisfatórios, apesar do coeficiente de variação da amostra ter sido um dos mais elevados encontrados no conjunto dos provetes analisados, com cerca de 23%. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PS, na direcção perpendicular às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk2} = 0.34 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.59 apresenta o modo de rotura padrão observado nos provetes tipo PS e exemplificado para os provetes PS3 e PS5.



a) Provede PS3.



b) Provede PS5.

Figura 6.59 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.

Nos provetes tipo PRS pela indicação dada pelo coeficiente de variação da amostra verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência à flexão são satisfatórios, apesar de um dos provetes, o provete PRS3, apresentar valores que se afastam do padrão da amostragem. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PRS, na direcção perpendicular às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk2} = 0.37 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.60 apresenta o modo de rotura observado nos provetes tipo PRS e exemplificado para os provetes PRS3 e PRS5. A fendilhação observada foi de acordo com o expectável, isto é, todos os provetes evidenciaram um padrão de rotura compatível com a flexão.



a) Provete PRS3.



b) Provete PRS5.

Figura 6.60 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.

Nos provetes tipo PRA o coeficiente de variação obtido é muito bom, situando-se em 9.3%, deixando antever uma boa amostragem de resultados relativos à resistência à flexão. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PRA, na direcção perpendicular às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk2} = 0.92 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.61 apresenta o modo de rotura observado para os provetes tipo PRA e exemplificado para os provetes PRA1 e PRA2. Foi possível observar que este tipo de provetes apresenta dois tipos de rotura distintos. Inicialmente surge fendilhação junto aos apoios, uma fenda diagonal entre o ponto de aplicação de carga e o apoio com uma inclinação próxima de 45°, evidenciando um padrão relacionado com a rotura por corte. Na fase final do ensaio origina-se uma fissura transversal a meio vão a qual vai progredindo até à rotura da armadura do reboco, ocorrendo nesta fase a rotura final do provete. Esta última fase revela um padrão de rotura típico de flexão. Note-se que estas duas fases, em alguns provetes, podem ter ocorrido em simultâneo, ou com um intervalo de tempo muito reduzido, como é o caso dos provetes PRA1 e PRA5. Este fenómeno tem expressão no aspecto do diagrama força *versus* deformação apresentado anteriormente, sendo patente uma perda de rigidez observada a partir do deslocamento de 3 mm.

Este fenómeno poderá ter uma explicação análoga à apresentada para os ensaios realizados para a determinação da resistência à flexão paralela às juntas de assentamento, assim tudo leva a crer que as propriedades conferidas aos provetes pelo reboco armado são dominadas pela resistência à flexão e com pouco contributo em termos de corte. Assim numa fase inicial

inicia-se uma rotura por corte, com perda de rigidez, continuando o provete a ser solicitado, sendo que nesta direcção, com valores muito mais elevados face ao ocorrido na direcção oposta, irá no limite esgotar-se a capacidade resistente à flexão com consequente rotura.



a) Provete PRA1.



b) Provete PRA2.

Figura 6.61 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.

Nos provetes tipo PJHA verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência à flexão são satisfatórios, apesar do coeficiente de variação da amostra, ter sido o mais elevado do conjunto dos provetes analisados, cerca de 31%. Analisando os resultados obtidos para este conjunto de provetes, verifica-se que existem dois provetes, PJHA2 e PJHA3, que apresentam uma resistência à flexão cerca de metade dos valores obtidos para os restantes provetes. 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. A forma de resolver esta situação seria de aumentar o número da amostra estudada, contudo nesta fase do estudo revelar-se-ia de grande dificuldade face à logística imposta. Assim, mas com a reserva apresentada, serão validados os resultados obtidos. Pela aplicação da Equação 6.23 ao valor médio da resistência à flexão dos provetes tipo PJHA, na direcção perpendicular às juntas de assentamento, obteve-se a seguinte resistência característica à flexão:

$$f_{xk2} = 0.74 \quad (N/mm^2)$$

A Figura 6.62 apresenta os modos de rotura observados em alguns provetes do tipo PJHA, nomeadamente, PJHA1, PJHA4 e PJHA5 e exemplificado para os provetes PJHA1 e PJHA4.



a) Flexão no provete PJHA1.



b) Flexão no provete PJHA4.

Figura 6.62 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.

Na Figura 6.63, são também apresentados outros modos de rotura observados, os quais ocorreram nos provetes PJHA2 e PJHA3. Os modos de rotura observados nos provetes PJHA1, PJHA4 e PJHA5, apresentam um padrão tipo de flexão, enquanto nos restantes provetes, a fendilhação apresentada evidencia corte e flexão no provete PJHA2 e unicamente corte no provete PJHA3. Acontece porém, que os provetes que unicamente apresentaram um modo de rotura típico de flexão, foram aqueles que apresentaram os valores mais elevados de resistência à flexão. Os restantes provetes onde se manifestou a rotura por corte, apresentaram os valores mais baixos.



a) Corte e flexão no provete PJHA2.



b) Corte no provete PJHA3.

Figura 6.63 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.

Os provetes tipo PJHA, analogamente aos provetes tipo PRA, são armados o que lhes conferem propriedades dominadas pela resistência à flexão e com contributo reduzido em termos de corte. Se por qualquer motivo se iniciar uma rotura por corte, por exemplo relacionado com o fabrico inadequado dos provetes ou manuseamento inadequado, então verifica-se uma perda de rigidez com consequência na perda acentuada da resistência à flexão, uma vez que o atrito dos apoios diminui reduzindo-se o efeito de arco, explicando deste modo os dois resultados obtidos de fraca resistência à flexão. Nos restantes provetes, como não existiu perda de rigidez devido à pré-fendilhação devida ao corte, a resistência à flexão apresentou valores expectáveis muito próximos dos valores obtidos para os provetes de reboco armado, PRA. A não consideração dos provetes PJHA2 e PJHA3, conduz a um valor de resistência média à flexão na direcção perpendicular das juntas de assentamento de 1.350 N/mm^2 muito próximo do valor 1.382 N/mm^2 obtido para os provetes do tipo PRA.

6.3.2.2.5 Resumo dos resultados obtidos

Para os diferentes tipos de provetes, os resultados obtidos relativamente aos parâmetros estudados, resistência à flexão na direcção paralela e perpendicular às juntas de assentamento, encontram-se apresentados na Tabela 6.46.

Tabela 6.46 - Resumo das características determinadas nos ensaios de flexão.

PROVETES TIPO	RESISTÊNCIA À FLEXÃO		RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À FLEXÃO	
	$f_{x1,média} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{x2,média} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{xk1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{xk2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
PS	0.145	0.505	0.10	0.34
PRS	0.372	0.559	0.25	0.37
PRA	0.494	1.382	0.33	0.92
PJHA	0.405	1.109	0.27	0.74

Além de outras observações já expostas, deve ser dado ênfase ao facto dos provetes de alvenaria simples, PS, serem aqueles que apresentam os valores mais baixos de resistência à flexão em ambas as direcções e que os resultados mais elevados foram verificados nos provetes de reboco armado, PRA.

Os provetes de reboco simples, PRS, apresentam valores de resistência à flexão superiores aos valores obtidos para os provetes simples, PS, devido à resistência da argamassa de reboco, sendo que no caso da flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento não há nenhum ganho de resistência.

Os provetes de reboco armado, PRA, são os que apresentam valores mais elevados de resistência nas duas direcções principais de flexão, com maior ductilidade do que os provetes sem armadura. Além de óptimos resultados quantitativos, estes provetes, também apresentam óptimos resultados qualitativos, pois a armadura colocada no reboco impede que o provete se desagregue. Esta característica afigura-se de extrema importância no que visa ao estudo de soluções que procuram um bom comportamento sísmico.

Os provetes de junta horizontal armada, PJHA, na direcção paralela às juntas de assentamento apresentam resultados de resistência à flexão, similares aos obtidos para os provetes de reboco simples, PRS, visto a armadura colocada na junta de assentamento para esta direcção não proporcionar qualquer vantagem em termos de flexão. Relativamente à flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento, os provetes com junta horizontal armada, PJHA, apresentaram resultados bastante bons, sendo apenas superados pelos resultados obtidos pelos provetes de reboco armado, PRA.

6.3.2.3 Resistência ao corte

O planeamento realizado para este ensaio consistia na determinação da resistência inicial ao corte de acordo com o preconizado pela norma de ensaio NP EN 1052-3 [101]. Idealizaram-se duas campanhas de ensaio para cada um dos provetes tipo em análise: na primeira campanha, seriam considerados três provetes de cada tipo, para obter de uma forma directa a resistência inicial ao corte, mediante ensaios sob compressão nula; na segunda campanha, seriam considerados seis provetes de cada tipo, e destinar-se-ia a obter a resistência inicial ao corte e o ângulo de atrito, mediante três situações de precompressão sobre dois exemplares de cada provete tipo, que permitissem obter em cada uma das amostras tensões aproximadamente de 0.1 N/mm^2 , 0.3 N/mm^2 e 0.5 N/mm^2 . O objectivo final seria, além de obter os valores da resistência inicial ao corte para dois diferentes tipos de provete, comparar os resultados dessa propriedade obtidos por processos distintos, mediante a realização das duas referidas campanhas.

Contudo devido a questões logísticas relacionadas com os procedimentos de ensaio, nomeadamente, a indisponibilidade de obter, em tempo compatível com os prazos disponibilizados para os ensaios, equipamento adequado para realizar a gama de precompressões do procedimento, não foi possível cumprir com os procedimentos de ensaio planeados.

Como solução de recurso ao procedimento de ensaio inicial, foram mantidas as duas campanhas de ensaio previstas, mas na segunda campanha de ensaios, só foi aplicada uma precompressão de 0.4 N/mm^2 . Com este cenário os objectivos de ensaio foram reformulados, passado por obter os valores da resistência inicial ao corte sob compressão nula, com o

recurso à primeira campanha de ensaios. A segunda campanha de ensaios forneceria o segundo par de pontos que permitiria calcular o ângulo de atrito.

6.3.2.3.1 Apresentação de resultados: Compressão nula

Tal como nos ensaios anteriormente realizados foi aplicado um único ciclo de carga até à rotura do provete, sendo possível graças à instrumentação utilizada, realizar diagramas de forças *versus* deslocamentos, onde é apresentada a envolvente dos resultados obtidos, indicando para o efeito o limite máximo, mínimo e médio, relativamente aos provetes considerados para cada tipo de amostra. Estes gráficos, para cada um dos tipos de provetes considerados, são patenteados na Figura 6.64, sendo também indicado o deslocamento para o qual se verificou a rotura do primeiro provete de cada amostra.

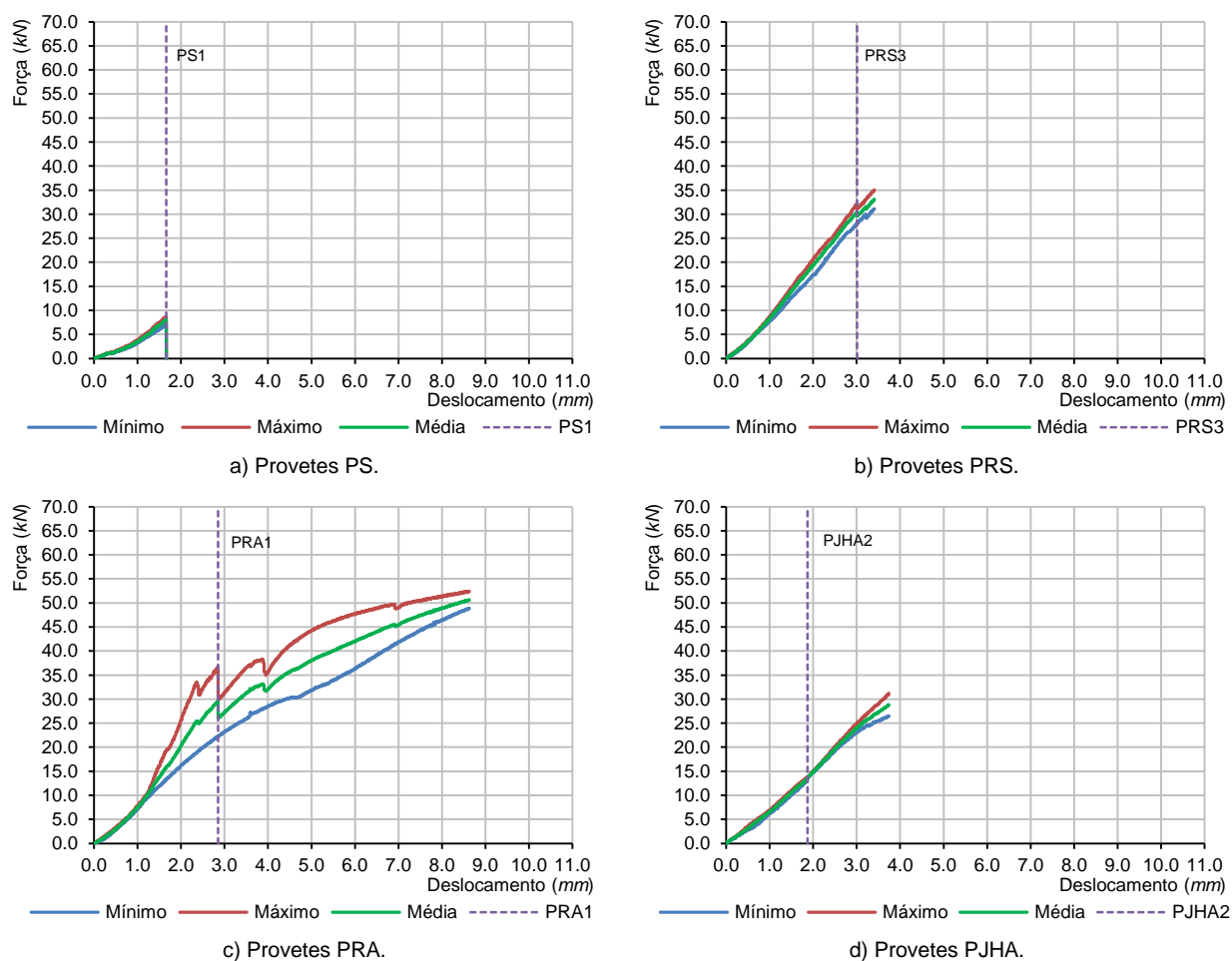


Figura 6.64 - Envolventes das forças *versus* deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência inicial ao corte.

São também apresentados na Figura 6.65, num único gráfico, os valores médios obtidos no diagrama de forças *versus* deslocamentos para cada amostra, visando uma análise comparativa para uma melhor compreensão dos fenómenos ocorridos.

Os resultados da resistência inicial ao corte com compressão nula são mostrados nas tabelas seguintes (Tabela 6.47, Tabela 6.48, Tabela 6.49 e Tabela 6.50), sendo apresentado para cada um dos provetes da amostra a resistência inicial ao corte, f_{v0i} , as características geométricas, nomeadamente, a área da superfície de corte, A , e a carga de rotura do provete, $F_{máx}$.

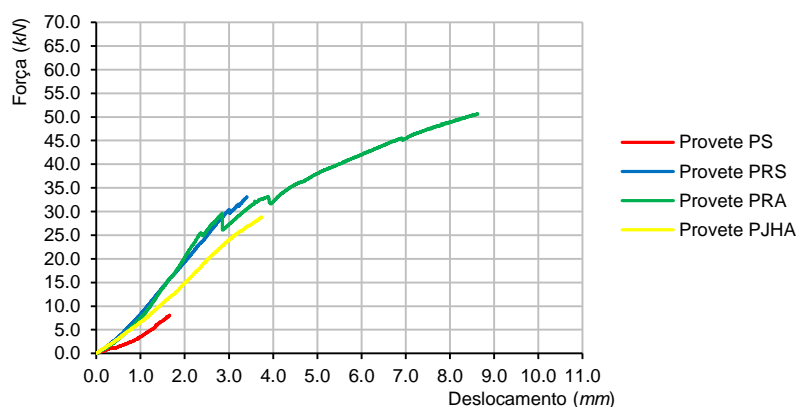


Figura 6.65 - Diagramas de forças versus deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência inicial ao corte.

Tabela 6.47 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes tipo PS.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PS	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

Tabela 6.48 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes PRS.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PRS	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

Tabela 6.49 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PRA	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

Tabela 6.50 - Determinação da resistência inicial ao corte (compressão nula): Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PJHA	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

6.3.2.3.2 Análise e discussão de resultados: Compressão nula

No sentido de verificar a validade dos resultados obtidos, na Tabela 6.51 é apresentado o resumo da análise estatística realizada para os diferentes tipos de provetes relativamente à resistência inicial ao corte. Da análise efectuada verifica-se que para todas as soluções ensaiadas se obteve uma razoável amostra de resultados.

Tabela 6.51 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.

PROVETES TIPO	RESISTÊNCIA INICIAL AO CORTE (sem precompressão)		
	Média (N/mm^2)	Desvio Padrão (N/mm^2)	Coefficiente de variação (%)
PS	0.09	0.01	11.3
PRS	0.34	0.05	14.2
PRA	0.50	0.14	27.4
PJHA	0.26	0.13	51.2

Nos provetes do tipo PS verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência inicial ao corte foram muito bons, o coeficiente de variação da amostra foi dos mais baixos encontrados no conjunto dos provetes tipo analisados, com cerca de 11%. A resistência característica inicial ao corte, f_{vk0} , para os provetes de alvenaria do tipo PS, foi calculada pela aplicação da Equação 6.25, tendo sido obtido o valor:

$$f_{vk0} = 0.07 \quad (N/mm^2)$$

Na Figura 6.66, é apresentado o modo de rotura de corte padrão observado, exemplificado para os provetes PS1 e PS2. A rotura padrão observada verificou-se nas juntas de assentamento, rompendo pela superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa. Pode ser observado, no detalhe apresentado na referida figura, que a argamassa da junta de assentamento ficou ligada a uma das unidades, enquanto a unidade adjacente ficou só com vestígios do ligante da argamassa de assentamento, indiciando uma rotura total das ligações entre a unidade de alvenaria e a argamassa ocorrida no interface, como esperado.



a) Provede PS1.



b) Provede PS2.

Figura 6.66 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.

Nos provetes do tipo PRS, pela indicação fornecida pelo coeficiente de variação da amostra, para o qual foi obtido um valor próximo dos 14%, verificou-se que os resultados encontrados relativamente à resistência inicial ao corte foram muito bons. A resistência característica inicial ao corte, f_{vk0} , para os provetes de alvenaria do tipo PRS, foi calculada pela aplicação da Equação 6.25, tendo sido obtido o valor:

$$f_{vk0} = 0.27 \quad (N/mm^2)$$

Na Figura 6.67 são apresentados os modos de rotura de corte observados para estes provetes, exemplificado para os provetes PRS1 e PRS3. Foi possível observar os dois tipos de rotura: um tipo de rotura, observado no provete PRS1, que se verificou nas juntas de assentamento, rompendo pela superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa, idêntico ao observado nos provetes tipo PS; e o outro tipo de rotura, observado nos provetes PRS2 e PRS3, que se verificou pela rotura longitudinal da unidade de alvenaria, apresentando estes provetes os valores mais elevados de resistência ao corte.

Em ambos os tipos de rotura os valores obtidos para a resistência inicial ao corte foram muitos próximos, como é provado pelo coeficiente de variação da amostra, evidenciando que a introdução do reboco, além de ter triplicado a resistência inicial ao corte, dotou a ligação da junta de assentamento entre unidades de alvenaria de resistência ao corte muito semelhante à da zona corrente dos provetes.



a) Provete PRS1.



b) Provete PRS3.

Figura 6.67 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.

Nos provetes tipo PRA verificou-se que os resultados obtidos relativamente à resistência inicial ao corte são os melhores, apesar do coeficiente de variação da amostra ter sido um dos mais elevados do conjunto dos provetes analisados, com cerca de 27%. Este resultado só não foi melhor, devido ao provete PRA2, cuja força última ficou aquém do expectável.

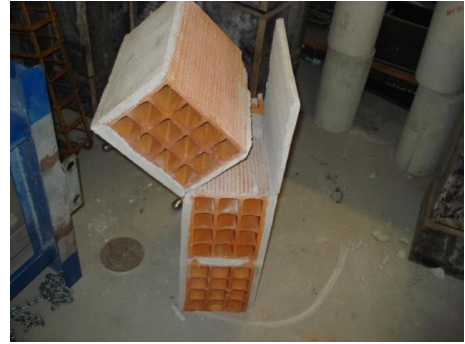
A resistência característica inicial ao corte, f_{vk0} , para os provetes de alvenaria do tipo PRA, foi calculada pela aplicação da Equação 6.25, tendo sido obtido o valor:

$$f_{vk0} = 0.40 \quad (N/mm^2)$$

Na Figura 6.68 é apresentado o modo de rotura de corte observado para estes provetes, exemplificado para os provetes PRA1 e PRA2. A rotura padrão observada verificou-se na superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a junta de assentamento. O reboco é fissurado, mas devido à armadura não existe separação entre unidades. A verificação desta característica nestes provetes tipo, PRA, pode revestir-se de grande importância no comportamento sísmico das envolventes onde se recorra a esta solução construtiva, pois mesmo após se ter esgotado a resistência ao corte, os provetes mantêm-se aglutinados. Refira-se que a introdução de armadura no reboco conferiu um acréscimo de resistência ao corte, relativamente à solução não armada, de cerca de 30%.



a) Provete PRA1.



b) Provete PRA2.

Figura 6.68 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.

Os ensaios relativos à resistência inicial ao corte levados a cabo para os provetes tipo PJHA não obtiveram resultados satisfatórios. Verificou-se que o valor obtido para o coeficiente de variação da amostra foi aproximadamente igual a 51%. Este resultado deve-se ao provete PJHA2, onde se verificou uma resistência ao corte extremamente baixa. Ao eliminar este provete da amostragem, restam apenas dois provetes para avaliar, o que se afigura de baixo interesse estatístico. Tendo em conta a existência apenas dos dois provetes, obteve-se um valor de f_{vk} igual a 0.26 N/mm^2 . Este valor aproxima-se do valor de resistência característica inicial ao corte, obtido para os provetes do tipo PRS pois, como se verá adiante, a existência da armadura de junta não deveria influenciar a resistência ao corte.

A resistência característica inicial ao corte, f_{vk0} , para os provetes de alvenaria do tipo PJHA, foi calculada pela aplicação da Equação 6.25, tendo sido obtido o valor:

$$f_{vk0} = 0.21 \quad (\text{N/mm}^2)$$

Na Figura 6.69 é apresentado o modo de rotura de corte observado para estes provetes, exemplificado para os provetes PJHA2 e PJHA3. A rotura padrão observada verificou-se nas juntas de assentamento, rompendo pela superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa. O comportamento é análogo a um dos tipos de rotura observado nos provetes do tipo PRS, e ligado a valores mais baixos de capacidade resistente ao corte. Assim, pelo padrão de rotura observado e por analogia com os ensaios efectuados aos provetes do tipo PRS é de admitir que a existência de armadura não tem qualquer contributo para a resistência inicial ao corte, apresentando este tipo de provetes, PJHA, comportamento análogo aos provetes tipo, PRS.



a) Provete PJHA2.



b) Provete PJHA3.

Figura 6.69 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.

6.3.2.3 Apresentação de resultados: Precompressão

Os resultados que seguidamente serão apresentados resultam da alteração do procedimento de ensaio proposto pela norma de ensaio NP EN 1052-3 [101] como foi referido anteriormente. Assim, para a realização dos ensaios de resistência inicial ao corte com precompressão, foram ensaiados seis provetes para cada uma das soluções construtivas em estudo, nas condições anteriormente definidas. A precompressão foi dada aos provetes a partir de um sistema de quatro varões *Dywidag*, ligados a uma chapa em cada extremidade dos provetes. A precompressão inicial dada a cada provete foi de 0.40 N/mm².

Tal como nos ensaios anteriormente realizados, após a aplicação da precompressão, foi aplicado um único ciclo de carga até à rotura do provete, sendo possível graças à instrumentação utilizada, realizar diagramas de forças *versus* deslocamentos, onde é apresentada a envolvente dos resultados obtidos, indicando para o efeito o limite máximo, mínimo e médio, relativamente aos provetes considerados para cada amostra. Estes gráficos, para cada um dos tipos de provetes considerados, são patenteados na Figura 6.70, sendo também indicado o deslocamento para o qual se verificou a rotura do primeiro provete de cada amostra.

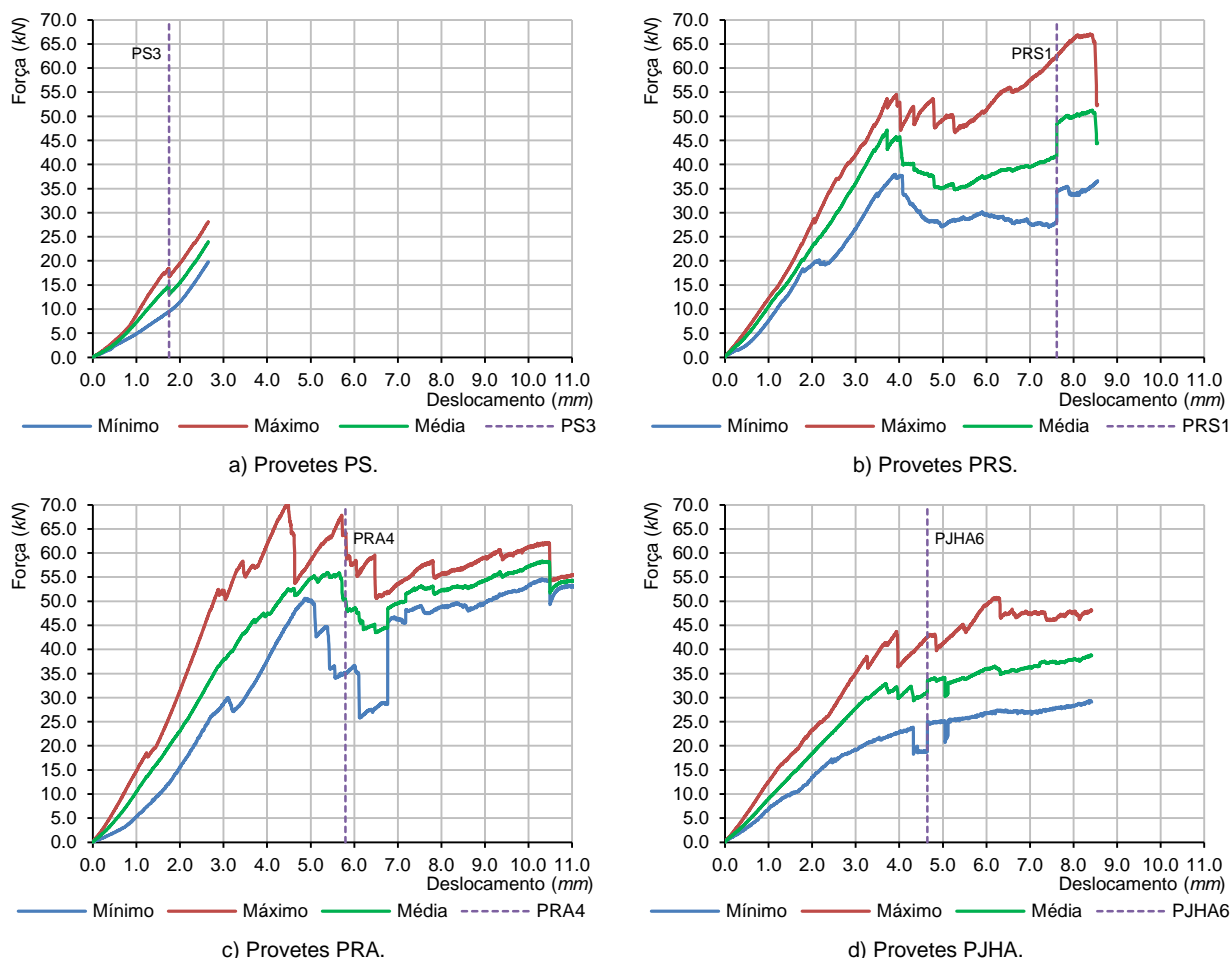


Figura 6.70 - Envolventes das forças *versus* deslocamentos ocorridas no ensaio de resistência inicial ao corte com precompressão.

São também apresentados na Figura 6.71, num único gráfico, os valores médios obtidos no diagrama de forças *versus* deslocamentos para cada amostra tipo considerada, visando uma análise comparativa para uma melhor compreensão dos fenómenos ocorridos.

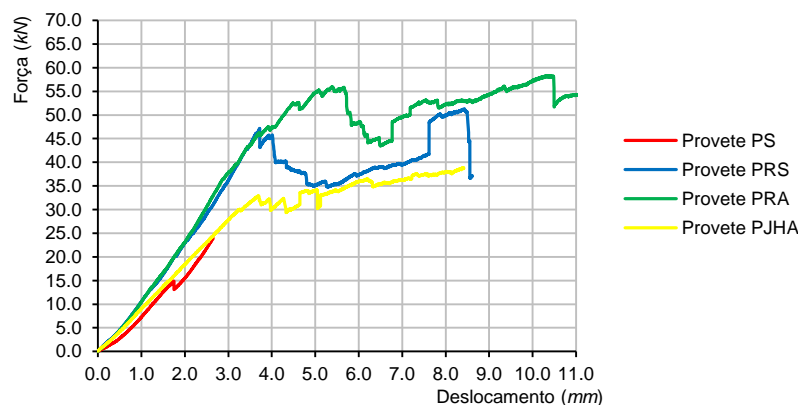


Figura 6.71 - Diagramas de forças *versus* deslocamentos dos valores médios dos diferentes tipos de provetes ocorridos no ensaio de resistência inicial ao corte com precompressão.

Os resultados do ensaio de resistência inicial ao corte com precompressão para cada tipo de provete são mostrados nas tabelas seguintes (Tabela 6.52, Tabela 6.53, Tabela 6.54 e Tabela 6.55), sendo apresentado para cada um dos provetes da amostra a resistência inicial ao corte, f_{v0i} , as características geométricas, nomeadamente, a área da superfície de corte, A , e a carga de rotura do provete, $F_{máx}$.

Tabela 6.52 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PS.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PS	PS1	1010	298	148	44104	28580	0.32
	PS2	1011	297	147	43659	36210	0.41
	PS3	1010	295	149	43955	18450	0.21
	PS4	1012	296	149	44104	27140	0.31
	PS5	1010	297	148	43956	29040	0.33
	PS6	1011	295	147	43365	28120	0.32
MÉDIA						27923	0.32

Tabela 6.53 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PRS.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PRS	PRS1	1012	293	173	50689	37970	0.37
	PRS2	1014	294	172	50568	53690	0.53
	PRS3	1014	298	174	51852	54550	0.53
	PRS4	1013	299	175	52325	48540	0.46
	PRS5	1012	297	174	51678	50870	0.49
	PRS6	1012	295	174	51330	48040	0.47
MÉDIA						48943	0.48

Tabela 6.54 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PRA.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PRA	PRA1	1013	296	174	51504	63630	0.62
	PRA2	1012	297	174	51678	58400	0.57
	PRA3	1012	297	175	51975	67860	0.65
	PRA4	1013	296	174	51504	70540	0.68
	PRA5	1012	298	175	52150	55540	0.53
	PRA6	1013	298	174	51852	64980	0.63
MÉDIA						63492	0.61

Tabela 6.55 - Determinação da resistência inicial ao corte (precompressão): Provetes PJHA.

TIPO	PROVETES	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				$F_{máx}$ (N)	f_{v0i} (N/mm ²)
		h_u (mm)	l_u (mm)	t_u (mm)	A (mm ²)		
PJHA	PJHA1	1014	294	172	50568	37700	0.37
	PJHA2	1013	297	174	51678	39210	0.38
	PJHA3	1012	298	175	52150	41500	0.40
	PJHA4	1013	297	173	51381	29480	0.29
	PJHA5	1014	296	174	51504	40440	0.39
	PJHA6	1014	300	177	53100	43730	0.41
MÉDIA						38677	0.37

6.3.2.3.4 Análise e discussão de resultados: Precompressão

No sentido de verificar a validade dos resultados obtidos, na Tabela 6.56 é apresentado o resumo da análise estatística realizada para os diferentes tipos de provetes relativamente à resistência inicial ao corte. Da análise efectuada, e apesar da dificuldade na realização deste tipo de ensaios, verifica-se que à excepção dos resultados da amostra relativa aos provetes do tipo PS, as restantes soluções ensaiadas evidenciaram, pelo coeficiente de variação obtido, uma boa amostra de resultados. Apesar do coeficiente de variação da amostra, ter sido um dos mais elevados do conjunto dos provetes analisados, com cerca de 21%, pode-se assumir que os resultados obtidos relativamente à resistência ao corte com precompressão dos provetes tipo PS são satisfatórios. Este resultado menos conseguido deve-se sobretudo aos provetes PS2 e PS3, cujos resultados dos ensaios ficaram, respectivamente, acima e abaixo do expectável.

Tabela 6.56 - Análise estatística dos diferentes tipos de provetes.

PROVETES TIPO	RESISTÊNCIA INICIAL AO CORTE (com precompressão)		
	Média (N/mm ²)	Desvio Padrão (N/mm ²)	Coefficiente de variação (%)
PS	0.32	0.07	20.5
PRS	0.48	0.06	12.0
PRA	0.61	0.06	9.1
PJHA	0.37	0.04	11.9

A aplicação da precompressão de 0.40 N/mm² aos provetes simples, PS, triplicou a resistência ao corte relativamente à situação anterior de ensaio sem precompressão, e não alterou o tipo de rotura observado. Na Figura 6.72, é apresentado o modo de rotura de corte padrão observado, exemplificado para o provete PS1. A rotura padrão observada é idêntica à

verificada nos ensaios sem precompressão. Os provetes romperam pela superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa.



a) Provete PS1.



b) Detalhe do provete PS1.

Figura 6.72 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PS.

No caso dos provetes de reboco simples, PRS, a precompressão só influenciou a resistência final em cerca de 40%, deixando evidenciar que a influência da precompressão em provetes com melhores características para resistirem ao corte tem menor significado do que nos provetes que à partida exibirão piores condições para resistirem a esta propriedade, o que é evidente, uma vez que a componente de atrito é, expectavelmente, semelhante. Na Figura 6.73 são apresentados os modos de rotura de corte observados para estes provetes, exemplificado para os provetes PRS1 e PRS3. Comparando os resultados da rotura padrão observada neste ensaio com os modos de rotura verificados no ensaio sem precompressão, constata-se que no caso actual só foi possível observar um modo de rotura, a ocorrida pela superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa, idêntico ao observado nos provetes tipo PS, o que poderá estar ligado ao incremento de resistência ao corte motivado pela precompressão, de acordo com o exposto anteriormente.



a) Provete PRS1.



b) Provete PRS3.

Figura 6.73 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRS.

No caso dos provetes de reboco armado, PRA, a precompressão só influenciou a resistência final em cerca de 20%, o que segue na linha do anteriormente formulado acerca da influência da precompressão nos provetes com melhores características para resistirem ao corte. Na Figura 6.74 é apresentado o modo de rotura de corte observado para estes provetes, exemplificado para os provetes PRA1 e PRA3. O padrão de rotura observada é idêntico ao verificado para este tipo de provetes nos ensaios sem precompressão, ocorrendo na superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a junta de assentamento. O reboco, mesmo fissurado, confere uma unidade ao conjunto, não permitindo a sua desagregação. Tal como no

anterior ensaio sem precompressão a introdução de armadura no reboco conferiu um acréscimo de resistência ao corte, relativamente à solução não armada, em cerca de 30%.



a) Provete PRA1.



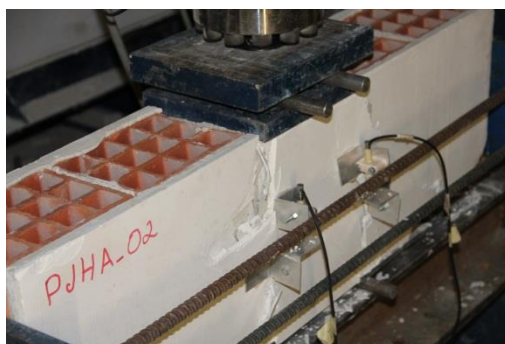
b) Provete PRA3.

Figura 6.74 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PRA.

Seguindo a linha do anteriormente formulado acerca da influência da precompressão nos provetes com melhores condições para resistirem ao corte, nos provetes com a junta de assentamento armada, PJHA, verificou-se a segunda mais baixa resistência ao corte com precompressão e igual posicionamento também foi verificado relativamente à precompressão na influência sobre a resistência final ao corte, que se cifrou em cerca de 50%. Na Figura 6.75 é apresentado o modo de rotura de corte observado para estes provetes, exemplificado para os provetes PJHA1 e PJHA2. A rotura padrão observada verificou-se nas juntas de assentamento, rompendo pela superfície de ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa, representando um comportamento análogo ao presenciado nos ensaios sem precompressão, sendo válida para este tipo de provetes nas condições actuais de ensaio, a análise anteriormente efectuada.



a) Provete PJHA1.



b) Provete PJHA2.

Figura 6.75 - Exemplos de modos de rotura observados: Provetes tipo PJHA.

6.3.2.3.5 Resumo e relacionamento dos resultados obtidos

Neste subcapítulo, para cada um dos tipos de provetes estudados será apresentado o resumo dos resultados obtidos, assim como, serão interligados os resultados obtidos nas duas campanhas de ensaios de forma a obter o ângulo de atrito da junta, e uma proposta de expressão para a resistência ao corte.

Usando os resultados obtidos nas duas campanhas de ensaios foi possível obter para cada solução ensaiada a resistência inicial ao corte, f_{v0} , (compressão nula) e uma resistência ao

corde, f_v , para uma precompressão de 0.40 N/mm². Com estes dois pares de valores foi possível traçar uma recta cuja inclinação é a tangente do ângulo de atrito da junta e o ponto de intercepção com o eixo representativo da resistência ao corte é a resistência inicial ao corte. Salienta-se, no entanto, que o ângulo de atrito das juntas é diferente do ângulo de atrito de uma parede submetida ao corte. Recorrendo à Equação 6.25 podemos determinar a resistência característica inicial ao corte, f_{vk0} , e sabendo que a tangente do ângulo característico de atrito é igual a 80% da tangente do ângulo de atrito interno, é possível determinar uma nova equação de uma recta que intercepta o eixo representativo da resistência ao corte no valor corresponde ângulo característico de atrito.

Na Figura 6.76 é apresentada a representação gráfica das duas rectas, uma relativa aos valores médios da resistência ao corte e a outra relativa aos valores característicos. Com base nestes cálculos foi possível resumir na Tabela 6.57, os parâmetros referidos, assim como, as equações que baseadas nos resultados experimentais poderão permitir determinar a resistência ao corte e o respectivo valor característico.

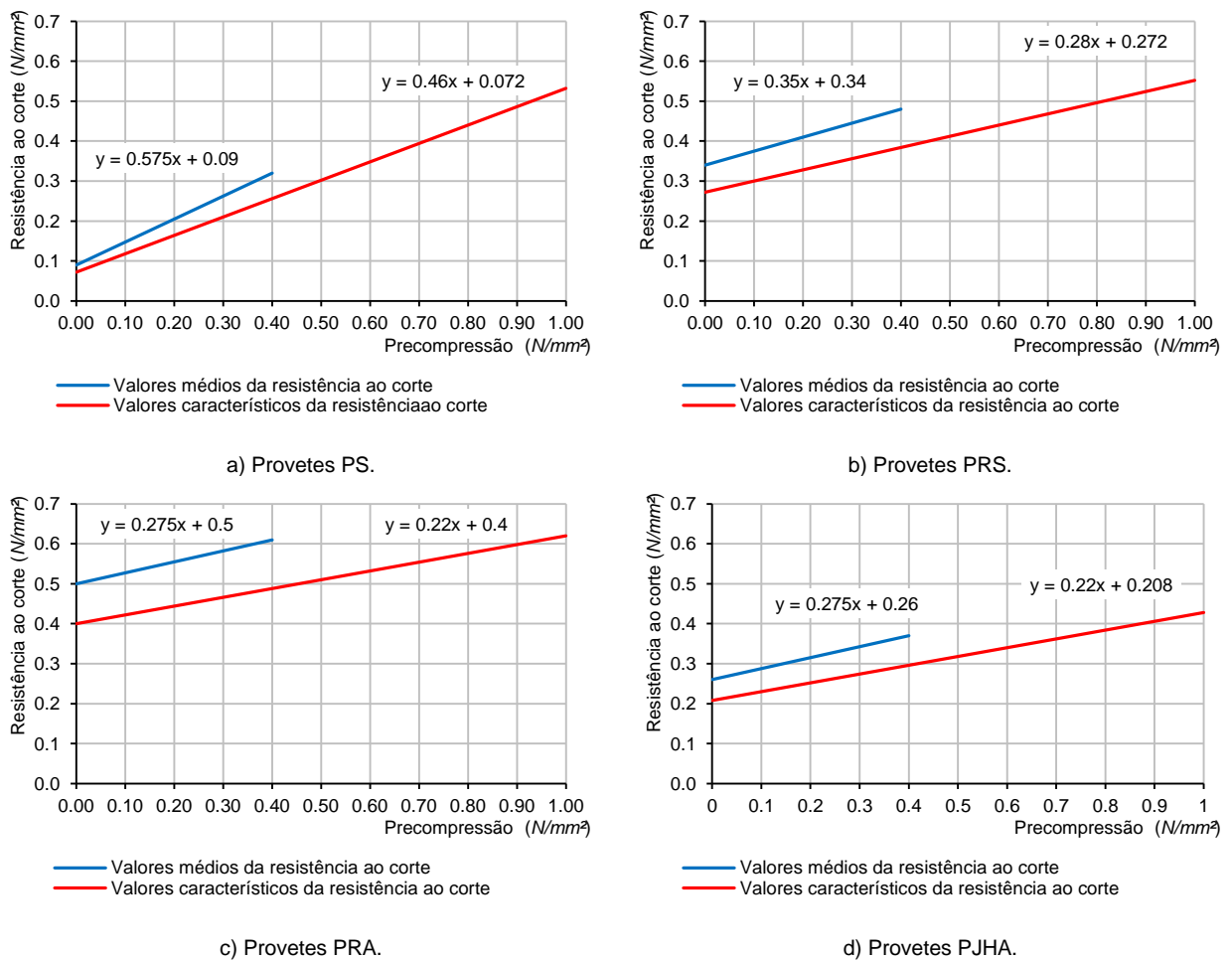


Figura 6.76 - Representação gráfica do ângulo de atrito.

Para cada uma das soluções estudadas a expressão proposta na referida tabela, tem o mesmo significado físico da expressão análoga indicada como um dos limites da Equação 4.15 proposta pelo EC6 [1]. Essa equação refere-se à alvenaria simples e o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte, σ_d , vem afectado de um coeficiente igual a 0.4 (tangente do

ângulo característico de atrito), não muito diferente do valor de 0.460 encontrado na campanha de ensaios realizada.

Além de outras observações já expostas ao longo deste subcapítulo, deve ser dada ênfase ao facto dos provetes de alvenaria simples, PS, serem os que apresentam menor resistência inicial ao corte, mas, por outro lado, os que apresentaram o maior ângulo de atrito, conferindo-lhe um grande incremento de resistência ao corte em condições de precompressão para a gama de valores ensaiados. Também é possível que a resistência ao corte para uma precompressão nula possa, neste caso, ter sido excessivamente baixa, o que aumenta artificialmente o ângulo de atrito. Os provetes de reboco simples, PRS, apresentaram uma resistência inicial ao corte superior à obtida para os provetes simples, PS, mas é de prever que em situações de tensões normais às juntas de assentamento este diferencial inicial possa ser atenuado para situações crescentes de tensões normais, face ao valor inferior do ângulo de atrito.

Os provetes de reboco armado, PRA, obtiveram a mais elevada resistência inicial ao corte das soluções estudadas, embora sejam dos menos influenciados pela introdução de tensões normais às juntas de assentamento. Demonstraram um bom desempenho devido ao facto de após rotura do provete, este se manter aglutinado, característica que foi sendo observada nas propriedades anteriormente estudadas. Os resultados encontrados para os provetes com junta de assentamento horizontal armada, PJHA, obtiveram resultados similares aos encontrados para os provetes tipo, PRS, sendo de admitir, que a existência de armadura não teve qualquer contributo para a resistência ao corte.

Tabela 6.57 - Resultados experimentais da resistência inicial ao corte e formulação da resistência ao corte.

PROVETES	RESISTÊNCIA AO CORTE			RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA AO CORTE		
	f_{v0} (N/mm ²)	$\tan \alpha$	f_v (N/mm ²)	f_{vk0} (N/mm ²)	$\tan \alpha_k$	f_{vk} (N/mm ²)
PS	0.09	0.575	$0.09 + 0.575\sigma_d$	0.07	0.460	$0.07 + 0.460\sigma_d$
PRS	0.34	0.350	$0.34 + 0.350\sigma_d$	0.27	0.280	$0.27 + 0.280\sigma_d$
PRA	0.50	0.275	$0.50 + 0.275\sigma_d$	0.40	0.220	$0.40 + 0.220\sigma_d$
PJHA	0.26	0.275	$0.26 + 0.275\sigma_d$	0.21	0.220	$0.21 + 0.220\sigma_d$

6.4 Análise comparativa entre resultados experimentais e teórico-experimentais

Neste subcapítulo serão resumidos os resultados encontrados pela via experimental, assim como, para as alvenarias simples, isto é, para os provetes do tipo PS, será efectuada uma determinação teórico-experimental de algumas das suas características mecânicas mediante o conhecimento das propriedades mecânicas dos componentes: argamassa e unidades de alvenaria. Será realizada a comparação entre os valores obtidos pelos dois processos, no sentido de avaliar o enquadramento dos resultados experimentais na pesquisa bibliográfica realizada para o efeito, a qual foi objecto de apresentação e análise no capítulo 4. As restantes soluções de alvenaria estudadas experimentalmente, não serão objecto de qualquer análise teórico-experimental, pela dificuldade de enquadramento das mesmas na pesquisa realizada.

6.4.1 Resumo das principais propriedades dos componentes da alvenaria

São apresentadas nas tabelas seguintes (Tabela 6.58 e Tabela 6.59) o resumo das principais propriedades obtidas experimentalmente para os componentes das diferentes soluções de alvenaria objecto deste estudo.

Tabela 6.58 - Resumo das principais propriedades da argamassa usada para assentamento e reboco.

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR	OBSERVAÇÕES
Resistência à compressão	N/mm^2	4.40	EN 1015-11 [113]
Resistência à flexão	N/mm^2	1.70	EN 1015-11 [113]
Consistência	cm	16 ± 5	EN 1015:3 [112]
Teor em ar	%	14.6	EN 1015-7 [114]
Retracção	m/mm	0.64	LNEC E 398 [115]
Energia de fractura	N/m	16.02	TC50-FMC [116]
Módulo de elasticidade dinâmico	GPa	10 a 13	Fornecido pelo fabricante

Tabela 6.59 - Resumo das principais propriedades das unidades para alvenaria.

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR	OBSERVAÇÕES
Características geométricas			
Dimensões médias	mm	293x193x149	NP EN 772-16 [122]
Área bruta média	mm^2	28681	NP EN 772-16 [122]
Volume de furos	%	62.8	
Área de qualquer furo	%	5.2	
Paredes exteriores	mm	8.8	NP EN 772-16 [122]
Septos interiores	mm	7.1	NP EN 772-16 [122]
Absorção de água	%	15.4	NP EN 771-1 [97]
Módulo de elasticidade	N/mm^2	2170.8	
Resistência média à compressão	N/mm^2	4.09	NP EN 772-1 [123]
Resistência à compressão normalizada	N/mm^2	5.1	NP EN 772-1 [123]

6.4.2 Resumo das principais propriedades das diferentes soluções de alvenaria

Nas tabelas seguintes (Tabela 6.60 e Tabela 6.61) é apresentado o resumo das principais características da solução construtiva de alvenaria simples, representada pelos provetes do tipo PS, obtidas pela via experimental, assim como, os resultados da determinação teórico-experimental de algumas características mecânicas mediante o conhecimento das propriedades mecânicas dos componentes da alvenaria.

Tabela 6.60 - Resumo das principais propriedades da alvenaria: Provede PS.

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR		REFERÊNCIA	OBSERVAÇÕES
		Ensaio	Teórico		
Resistência média à compressão	N/mm^2	1.26			NP EN 1052-1 [99]
Resistência característica à compressão	N/mm^2	1.0			NP EN 1052-1 [99]
Resistência característica à compressão	N/mm^2		1.7	Equação 4.11	EC6 [1]
Resistência à compressão	N/mm^2		1.7	Equação 4.12	Formula Haller
Resistência à compressão	N/mm^2		1.9	Equação 4.13	Formula Hermann
Resistência à compressão	N/mm^2		1.2	Equação 4.14	Formula Onisczyk
Módulo de elasticidade	N/mm^2	1580			NP EN 1052-1 [99]
Módulo de elasticidade	N/mm^2		1000		EC6 [1]
Módulo de elasticidade	N/mm^2		1845	Equação 4.20	
Módulo de distorção	N/mm^2		400		EC6 [1]
Coeficiente de Poisson		0.09			
Fluência	$(N/mm^2)^{-1}$		$2780E^{-6}$	Equação 4.23	BS 5628: 2001 [106]
Fluência	$(N/mm^2)^{-1}$		$1170E^{-6}$	Equação 4.26	EC6 [1]
Fluência	$(N/mm^2)^{-1}$		$880E^{-6}$	Equação 4.40	[105]

Tabela 6.61 - Resumo das principais propriedades da alvenaria: Provete PS (Continuação).

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR		REFERÊNCIA	OBSERVAÇÕES
		Ensaio	Teórico		
Resistência média à flexão					
Direcção paralela às juntas	N/mm^2	0.14			NP EN 1052-2 [103]
Direcção perpendicular às juntas	N/mm^2	0.50			NP EN 1052-2 [103]
Resistência característica flexão					
Direcção paralela às juntas	N/mm^2	0.10			NP EN 1052-2 [103]
Direcção paralela às juntas	N/mm^2		0.10		EC6 [1]
Direcção perpendicular às juntas	N/mm^2	0.34			NP EN 1052-2 [103]
Direcção perpendicular às juntas	N/mm^2		0.40		EC6 [1]
Resistência ao corte		$0.09 + 0.58\sigma_d$			NP EN 1052-3 [101]
Resistência característica ao corte		$0.07 + 0.46\sigma_d$			NP EN 1052-3 [101]
Resistência característica ao corte			$0.20 + 0.40\sigma_d$	Equação 4.15	EC6 [1]

Pela análise comparativa subjacente nas tabelas anteriores (Tabela 6.60 e Tabela 6.61) é possível tirar algumas conclusões acerca dos valores teóricos calculados. A resistência à compressão obtida experimentalmente apresenta valores inferiores em relação aos obtidos analiticamente. A situação inversa verifica-se quanto ao módulo de elasticidade, sendo de destacar o valor extremamente baixo obtido para esta propriedade por processos teóricos, o que não é de estranhar face à expressão algo simplista proposta pelo EC6 [1]. Relativamente à resistência à flexão é de realçar a grande proximidade dos valores obtidos pela via experimental face aos valores propostos pelo EC6 [1]. Por fim, relativamente à resistência ao corte, é de salientar a grande proximidade no valor da tangente do ângulo de atrito existente nas duas determinações, embora a resistência inicial ao corte obtida pela via experimental apresente um valor muito inferior ao proposto pelo EC6 [1].

Na Tabela 6.62 é apresentado o resumo das características mecânicas obtidas experimentalmente para as soluções construtivas de alvenaria, representada pelos provetes do tipo PS, PRA e PJHA.

Tabela 6.62 - Resumo das principais propriedades da alvenaria: Provetes dos tipos PRS, PRA e PJHA.

PROPRIEDADE	UNIDADE	SOLUÇÃO CONSTRUTIVA TIPO			OBSERVAÇÕES
		PRS	PRA	PJHA	
Resistência média à compressão	N/mm^2	1.34	2.09	1.66	NP EN 1052-1 [99]
Resistência característica à compressão	N/mm^2	1.1	1.7	1.4	NP EN 1052-1 [99]
Módulo de elasticidade	N/mm^2	3600	4300	2400	NP EN 1052-1 [99]
Coefficiente de Poisson		0.21	0.19	0.17	
Resistência média à flexão					
Direcção paralela às juntas	N/mm^2	0.37	0.49	0.40	NP EN 1052-2 [103]
Direcção perpendicular às juntas	N/mm^2	0.56	1.38	1.11	NP EN 1052-2 [103]
Resistência característica flexão					
Direcção paralela às juntas	N/mm^2	0.25	0.33	0.27	NP EN 1052-2 [103]
Direcção perpendicular às juntas	N/mm^2	0.37	0.92	0.74	NP EN 1052-2 [103]
Resistência ao corte		$0.34 + 0.35\sigma_d$	$0.50 + 0.28\sigma_d$	$0.26 + 0.28\sigma_d$	NP EN 1052-3 [101]
Resistência característica ao corte		$0.27 + 0.28\sigma_d$	$0.40 + 0.22\sigma_d$	$0.21 + 0.22\sigma_d$	NP EN 1052-3 [101]

6.5 Conclusões do capítulo

Do estudo realizado para a composição de argamassas em função do tipo de areia pode-se concluir que as argamassas produzidas por areias naturais conduziram a um melhor

comportamento quando sujeitas a ensaios de compressão e flexão. Tal facto deve-se essencialmente a uma menor quantidade de água necessária para obter a mesma trabalhabilidade das argamassas de areia natural.

Para as argamassas realizadas quer com as areias naturais quer artificiais, quando analisado o fuso granulométrico, as que se encontravam dentro dos limites do mesmo conduziam a valores mais próximos da classe de resistência pretendida. Para as argamassas de areias à esquerda do fuso granulométrico, logo mais finas, verificavam-se resultados mais baixos de resistência quando comparados com as argamassas de areias à direita do fuso granulométrico.

Na verificação da consistência das argamassas avaliada pelo ensaio de espalhamento verificou-se que para o mesmo o espalhamento, a trabalhabilidade em função do tipo de areia era diferente, verificando-se que as argamassas de areia natural eram de mais fácil manuseio quando comparadas com as de areia artificial.

Na avaliação do teor em ar das argamassas verificou-se que nas argamassas de cimento e nas argamassas mistas, a tendência era de quanto maior a classe de resistência das argamassas, menor era o teor em ar das mesmas. Relativamente à influência do tipo de areia não foi possível tirar uma conclusão geral verificando-se que nas argamassas de cimento e areia artificial foram obtidos maiores valores de teor em ar quando comparadas com as argamassas mistas da mesma classe. Nas argamassas mistas verificou-se que para o mesmo tipo de argamassa e a mesma classe de resistência, as argamassas de areia natural apresentavam maiores valores de teor em ar do que as com areia artificial. As argamassas fabris apresentaram ambas um teor em ar bastante superior à média dos valores das argamassas tradicionais, facto que se justifica nomeadamente na argamassa pronta pela incorporação de um introdutor de ar que confere à argamassa uma maior trabalhabilidade aquando a sua aplicação. A argamassa seca também obteve valores ligeiramente superiores à média das argamassas tradicionais o que poderá ser explicado pelas dimensões superiores do agregado nela utilizado, em comparação com a dimensão dos agregados utilizados nas argamassas tradicionais.

Da avaliação da retracção das argamassas, conclui-se que as argamassas de cimento têm uma retracção mais acelerada comparativamente às argamassas mistas, verificando-se que quanto maior era a dosagem de ligante também maior era o valor da retracção para todas as argamassas estudadas. A longo prazo, nas argamassas mistas foram verificados os valores mais altos de retracção, devido à maior quantidade de água nas suas composições quando comparadas com as argamassas de cimento.

As argamassas fabris apresentaram uma retracção menor comparativamente às argamassas tradicionais, o que se relaciona com uma perda de peso menor (por evaporação de água) durante o tempo em que o ensaio decorreu. Tal facto reside, no processo usado para a obtenção dos valores de trabalhabilidade estipulados para estas argamassas, não pela adição de água, o que leva a um aumento da retracção e diminuição das características mecânicas, mas sim através de outros métodos como os introdutores de ar.

O parâmetro energia de fractura calculado para as argamassas estudadas, mostrou ser bastante esclarecedor quando comparadas as argamassas produzidas com diferentes areias. Verificou-se uma maior energia de fractura, e bastante distanciada, em todas as argamassas de areia artificial, quando comparadas com as argamassas de areia natural da mesma classe. Tal facto deve-se à maior aderência das partículas das areias artificiais à pasta de cimento o que leva a uma maior tortuosidade da fenda e um deslocamento final maior, e conseqüentemente, a uma energia de fractura mais elevada. Não foi possível tirar uma

conclusão sobre a influência dos diversos tipos de ligante, sendo verificado uma relação bastante directa entre a carga máxima aplicada e o valor de energia de fractura calculada, quando analisadas argamassas produzidas com o mesmo tipo de areia. Idêntica correlação também pode ser encontrada entre a razão resistência à flexão/resistência à compressão (ductilidade) e a energia de fractura calculada.

Do estudo das argamassas para assentamento de alvenaria, foi possível tirar algumas conclusões relativamente à influência do tipo de ligante, do tipo de areia e do tipo de traço adoptado, com a realização dos ensaios apresentados. Porém, estes não podem ser considerados como suficientes para a escolha da argamassa de assentamento de alvenaria. Outras características tais como a ductilidade das argamassas e a sua aderência ao tijolo (que se sabe ser boa, mas também poderá ser influenciada pelos factores neste trabalho analisados) deveriam ser realizados, de forma a fundamentar a escolha da argamassa ideal. O factor ambiental também poderá ser preponderante na escolha da argamassa a utilizar, já que a libertação de dióxido de carbono para a produção de cimento é superior à das cais. Outro factor é o rigor e constância das características das argamassas, nas quais as argamassas fabris têm vantagem sobre as tradicionais, sendo o controlo de produção das mesmas, uma segurança para a sua utilização em comparação com as tradicionais, onde muitas vezes, a sua produção assenta maioritariamente no senso comum, e, principalmente, num rigor de doseamento muito reduzido.

Relativamente aos tijolos ensaiados salienta-se a boa resistência à compressão apresentada, o que se releva preponderante na resistência à compressão da alvenaria. Contudo, é de referir a elevada absorção de água determinada, com as implicações decorrentes no processo construtivo da alvenaria, devido à grande avides de água evidenciada.

O estudo experimental realizado acerca das quatro soluções construtivas de alvenaria permitiu concluir que os provetes de alvenaria simples, PS, foram aqueles que apresentaram os valores mais baixos relativamente às propriedades estudadas. Os provetes de reboco armado, PRA, foram os que revelaram o melhor comportamento do conjunto das soluções ensaiadas, pois além de apresentarem os valores mais elevados nas propriedades estudadas, demonstraram uma característica qualitativa única após rotura. Estes provetes mostraram uma grande estabilidade geométrica, resultado da armadura colocada no reboco impedir a desagregação do provete. Esta característica afigura-se de extrema importância no que visa o estudo de soluções que procuram um bom comportamento sísmico.

Os provetes de reboco simples, PRS, apresentam valores de resistência à flexão superiores aos valores obtidos para os provetes simples, PS, devido à resistência da argamassa de reboco.

Os provetes de junta horizontal armada, PJHA, na direcção paralela às juntas de assentamento apresentam resultados de resistência à flexão, similares aos obtidos para os provetes de reboco simples, PRS, visto a armadura colocada na junta de assentamento para esta direcção não proporcionar qualquer vantagem em termos de flexão. Relativamente à flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento, os provetes com junta horizontal armada, PJHA, apresentaram resultados bastante bons, sendo apenas superados pelos resultados obtidos pelos provetes de reboco armado, PRA.

Os provetes de alvenaria simples, PS, foram os que parecem apresentar menor resistência inicial ao corte, mas, por outro lado, os que apresentaram o maior ângulo de atrito, conferindo-lhe um incremento de resistência ao corte em condições de precompressão. Saliente-se no

entanto, que os ensaios ao corte não cumpriram a regulamentação existente, pelo que estes resultados devem ser encarados com alguma reserva.

Os provetes de reboco simples, PRS, apresentaram uma resistência inicial ao corte superior à obtida para os provetes simples, PS, mas é de prever que em situações de tensões normais às juntas de assentamento este diferencial inicial possa ser atenuado para situações crescentes de tensões normais, face ao valor inferior do ângulo de atrito.

Os resultados encontrados para os provetes com junta de assentamento horizontal armada, PJHA, obtiveram resultados similares aos encontrados para os provetes tipo, PRS, sendo de admitir, que a existência de armadura na junta não teve qualquer contributo para a resistência ao corte.

Finalmente, da análise comparativa efectuada entre os valores experimentais e os valores teóricos, salientam-se os baixos resultados obtidos experimentalmente para a resistência à compressão face aos obtidos analiticamente e a situação inversa verificada relativamente ao módulo de elasticidade, sendo também de destacar o valor extremamente baixo obtido para esta propriedade por processos teóricos. Na resistência à flexão é de realçar a grande semelhança dos valores obtidos pela via experimental face aos valores teóricos. Tal proximidade, também é visível na resistência ao corte, pela proximidade no valor da tangente do ângulo de atrito existente nas duas determinações, embora a resistência inicial ao corte obtida pela via experimental parece apresentar um valor muito inferior ao proposto pela análise teórica.

7 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA PARA FORA DO PLANO QUANDO SUJEITOS A DANO PRÉVIO NO PLANO

Dando continuação à investigação experimental realizada no capítulo anterior, no presente capítulo será apresentada a avaliação experimental do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano. Para a realização deste estudo comportamental, a realidade constituída pelas diferentes envolventes sujeitas à acção sísmica, foi simulada em laboratório, recorrendo a modelos representativos das diferentes soluções em estudo, onde a acção sísmica foi reproduzida pela aplicação de carregamentos horizontais alternados crescentes nas duas direcções principais.

7.1 Introdução

A caracterização experimental da resposta mecânica no plano e fora do plano dos painéis de alvenaria resulta das considerações efectuadas no capítulo 5 acerca das soluções construtivas preconizadas para as diferentes envolventes dos edifícios alvo do estudo, assim como, da geometria, materiais e armaduras resultantes do dimensionamento efectuado para as respectivas estruturas, com aplicação na subestrutura considerada no referido capítulo, para efeito desta análise.

Resulta, então, que o objectivo deste capítulo consiste na avaliação do comportamento mecânico do conjunto estrutural constituído pelo painel de alvenaria de preenchimento e pelo sistema estrutural que o limita (pórticos) quando solicitado à acção dos sismos, recorrendo a uma análise cíclica quasi-estática, tendo como principais variáveis a estudar, as inerentes às três soluções construtivas preconizadas para a envolvente dos edifícios alvo: alvenaria com dois panos rebocados na face exterior; alvenaria simples rebocada em ambas as faces com juntas de assentamento armadas; e alvenaria rebocada e armada em ambas as faces. Foram também consideradas soluções de controlo, a saber: alvenaria simples sem reboco, alvenaria simples com reboco em ambas as faces e alvenaria com dois panos rebocados na face exterior, com a consideração de ligação entre panos por intermédio de varões de aço.

7.2 Amostra

Para concretizar os objectivos propostos no subcapítulo anterior foi considerada uma amostra de oito painéis. Os pórticos de betão armado foram construídos com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento sido realizada com as soluções apresentadas na Tabela 5.16, onde também se encontram indicadas as referências de cada um dos conjuntos estruturais a que se referem as amostras.

A execução dos painéis decorreu no estaleiro de um empreendimento de construção civil, localizado em Santo Tirso, no distrito do Porto. Pretendeu-se que os painéis fossem construídos de acordo com o processo construtivo corrente, pelo que foram fornecidos ao empreiteiro os pormenores de construção sem no entanto, serem dadas indicações especiais para a construção das paredes. A construção dos painéis foi realizada pelas equipas de estruturas e de alvenarias do empreiteiro geral de construção civil do referido empreendimento, tendo sido realizada em três etapas.

A primeira etapa consistiu na construção dos pórticos de betão armado de acordo com a pormenorização apresentada no capítulo 5, estando ilustrados na Figura 7.1 alguns aspectos desta etapa. Nesta etapa foram recolhidas amostras do betão utilizado, para comprovar a

resistência à compressão preconizada em projecto, assim como, permitir no estudo paramétrico, a realizar no capítulo 9, o recurso aos valores médios desta propriedade, em vez dos valores esperados. Esta etapa foi finalizada com a desmoldagem dos pórticos após a cura do betão, que ocorreu 28 dias após a betonagem.



a) Armaduras das vigas.

b) Betonagem dos pórticos.

c) Recolha de amostras do betão.

Figura 7.1 - Aspectos da construção dos pórticos.

A segunda etapa do processo construtivo dos provetes correspondeu à execução das alvenarias de preenchimento, conforme a pormenorização apresentada no capítulo 5 e como se mostra na Figura 7.2. A solução geométrica do espaço limitado pelo pórtico envolvente, não permitiu o uso de meias unidades para finalização ou início das fiadas horizontais, assim como, na direcção vertical, não permitiu o fecho do painel com unidades de alvenaria completas, o que sob o ponto de vista da racionalização das alvenarias se afigura inadequado, embora na óptica da cultura construtiva nacional seja corrente o seu uso. Este condicionalismo obrigou a ter um critério construtivo de assentamento das unidades, para que eventuais diferenças de comportamento não possam ser apontadas ao processo construtivo. O assentamento das unidades de alvenaria foi realizado por fiadas horizontais sucessivas, com o desfasamento das juntas verticais, entre fiadas horizontais adjacentes, de meia unidade. A primeira fiada foi iniciada a partir de um dos pilares com uma unidade inteira, aplicada sobre a argamassa de assentamento previamente colocada sobre o suporte. À primeira unidade de alvenaria foi aplicada argamassa na face vertical em contacto com o pilar, repetindo-se o processo para as unidades subsequentes, mas para faces adjacentes. A última unidade em cada fiada horizontal foi cortada de forma a preencher o espaço sobrance da fiada, levando argamassa nas duas faces verticais. A segunda fiada foi iniciada com meia unidade sobre a argamassa de assentamento previamente colocada sobre a fiada anterior, repetindo-se o processo de assentamento indicado para a primeira fiada e generalizado para as fiadas seguintes até ao fecho do painel, com excepção da última fiada horizontal, adjacente à viga de topo, na qual as unidades foram cortadas, paralelamente à face de assentamento, para conseguirem ocupar o espaço sobrance vertical.

A última etapa do processo construtivo consistiu na aplicação do reboco nos painéis, nas condições definidas pela pormenorização apresentada no capítulo 5, e decorreu trinta dias após a conclusão dos trabalhos relativos à construção das alvenarias de enchimento.

Todo o processo construtivo decorreu nas condições inerentes a um ambiente exterior, embora tivesse existido o cuidado de proteger os painéis com manga de plástico para minimizar o seu contacto com a água da chuva. Após o período correspondente à cura dos materiais aplicados, os painéis foram devidamente acondicionados e transportados do local onde foram construídos para a Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ver Figura 7.3. Os painéis foram armazenados no exterior, até à realização dos ensaios, envolvidos em manga de plástico por forma a protegê-los da intempérie. Antecedendo um período mínimo de cerca de 30 dias até à

realização dos ensaios, os painéis foram movimentados para o interior do Laboratório de Estruturas, ficando aí nas condições ambientais do laboratório.



a) Início da construção da parede.



b) Aplicação da alvenaria.



c) Vista geral dos painéis.

Figura 7.2 - Construção da alvenaria de preenchimento.



a) Descarga dos painéis.



b) Movimentação dos painéis para o local de ensaio.

Figura 7.3 - Transporte dos painéis.

7.3 Esquema de ensaio

O objectivo do plano de ensaios proposto é a determinação do comportamento do sistema estrutural constituído pelo pórtico e pela alvenaria de preenchimento quando submetido de forma alternada a uma acção cíclica perpendicular ao plano, previamente danificados por uma acção horizontal cíclica no plano, também transmitida de forma alternada. As cargas horizontais aplicadas para a avaliação da resposta resultaram do nível de deslocamento imposto, para cada uma das duas direcções consideradas, cuja consideração foi objecto de apresentação no capítulo 5. Para a implementação dos objectivos do plano de ensaios um outro aspecto teve de ser considerado, que residiu no facto destes painéis representarem um dos dois níveis de um dos pórticos pertencente a um conjunto estrutural tridimensional, nas soluções tipo apresentadas para os edifícios tipo considerados no capítulo 5, e de haver a necessidade de simular em laboratório as condições de ligação aos restantes elementos estruturais, assim como, as respectivas acções. Por outro lado, os condicionalismos logísticos do local, nomeadamente o espaço disponível para a realização dos ensaios, a localização da parede de reacção, espaçamento das furações da laje do laboratório e capacidade de carga do equipamento disponível, também tiveram influência na definição do esquema de ensaio.

Com base no exposto e na recolha bibliográfica efectuada, apresentada no capítulo 3, os ensaios no plano e para fora do plano foram definidos recorrendo a uma infraestrutura que

possibilitasse, com pequenas adaptações após a colocação do provete, a realização dos dois tipos de ensaio de forma sequencial, tendo em consideração os objectivos a atingir e os condicionalismos logísticos existentes.

7.3.1 Ensaio no plano

Na sequência dos condicionalismos e dos objectivos definidos no subcapítulo anterior, foi desenvolvida uma infraestrutura de ensaio na qual pudesse ser acoplado o painel a ensaiar constituindo um sistema estrutural composto por um pórtico de um tramo e um nível e pela alvenaria de preenchimento, nas condições de ligação que estaria sujeito se integrado no pórtico de um tramo e de dois níveis constituente do sistema global tridimensional que representa a estrutura do edifício. Esta infraestrutura foi também concebida, para permitir a aplicação de acções horizontais cíclicas de forma alternada representativas do efeito da acção sísmica, assim como, para permitir a aplicação de acções verticais que pudessem simular a acção da restante parte do edifício.

7.3.1.1 Descrição da infraestrutura

A infraestrutura de ensaio é composta pelos seguintes componentes: sistema de fixação inferior; guias de segurança superiores e inferiores; actuador horizontal com tirantes de transmissão de carga alternada; e actuadores verticais com tirantes de reacção. O esquema criado para a realização dos ensaios no plano é o apresentado, genericamente, na Figura 7.4 e pormenorizado na Figura 7.5.

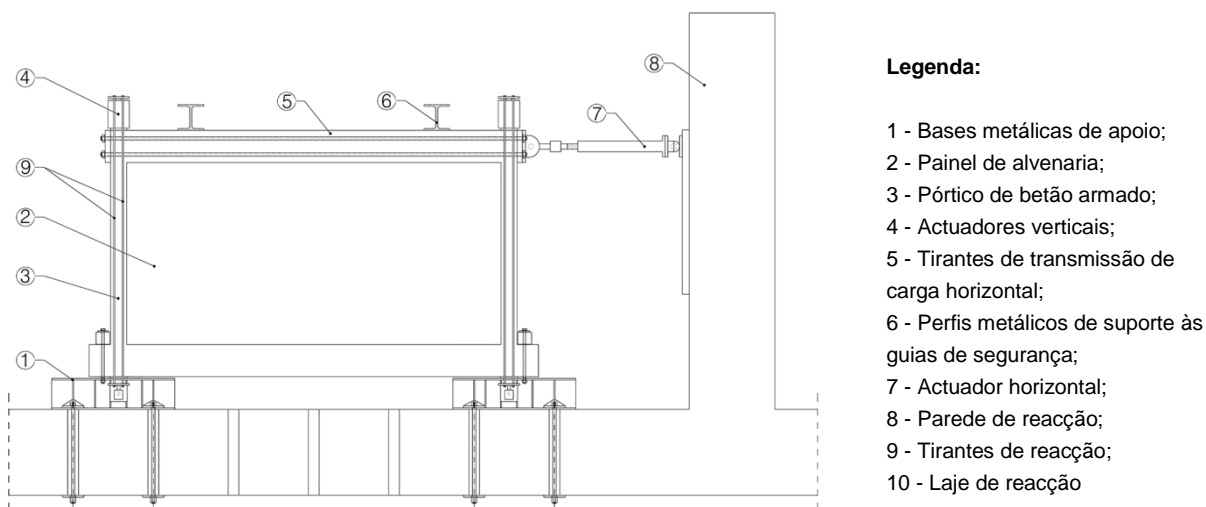


Figura 7.4 - Infraestrutura para o ensaio no plano.

O sistema de fixação inferior é constituído pelas bases metálicas de apoio, em número de duas, realizadas com perfis metálicos HEA300 com chapas de aço para conferir rigidez aos banzos. Estas bases metálicas estão rigidamente ligadas à laje do laboratório por meio de dois varões do tipo *Dywidag* de 32 mm, permitindo a colocação do painel, com recurso a um sistema de dois varões roscados M24 por consola.

As guias superiores e inferiores destinam-se a dotar de condições de segurança o local de trabalho na fase de colocação e montagem do painel. Depois desta fase as guias são desactivadas durante o ensaio no plano, sendo activadas novamente no ensaio para fora do

plano, onde a sua função é de garantir apoio superior e inferior ao pórtico face às acções perpendiculares ao plano. As guias são constituídas por duas cantoneiras 60x60x5 apoiadas em dois perfis metálicos HEA200. Estes perfis foram fixados numa das extremidades na parede do laboratório e na outra extremidade a um tirante de aço ou a uma chapa metálica, conforme se trate, respectivamente, do sistema de guia de segurança superior ou inferior.

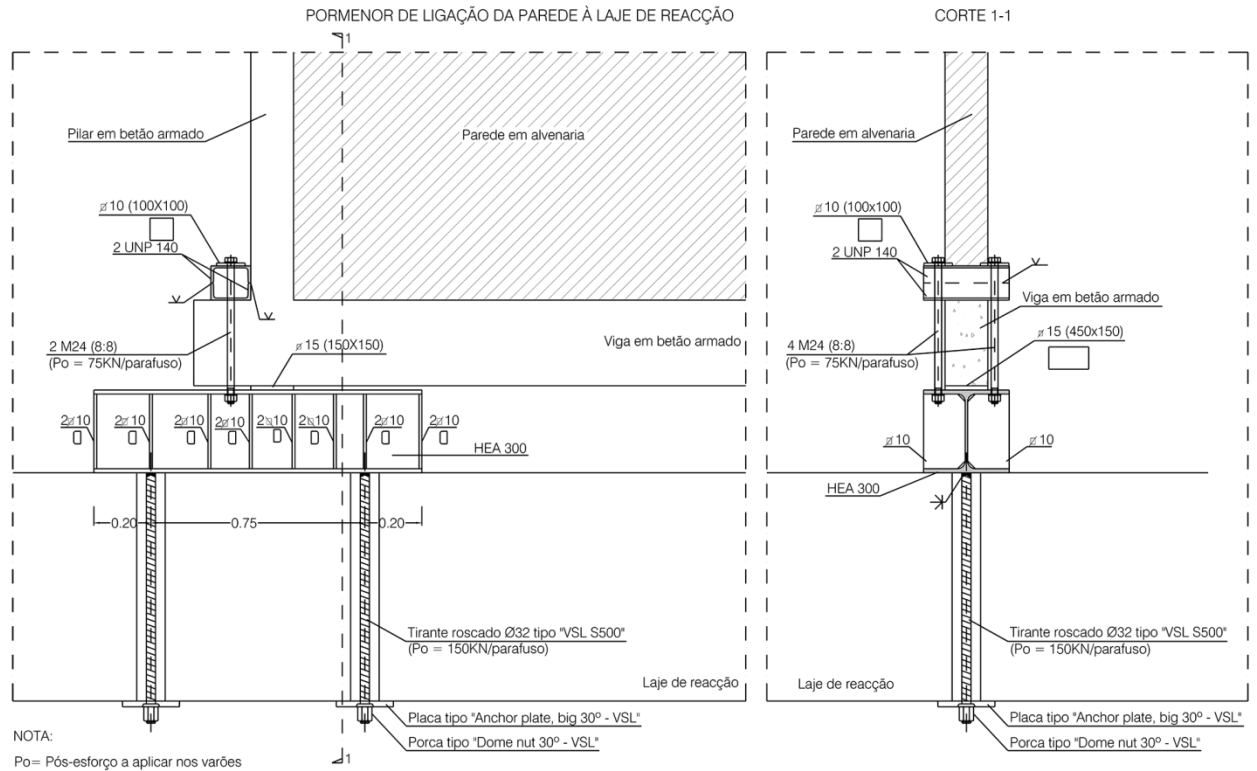
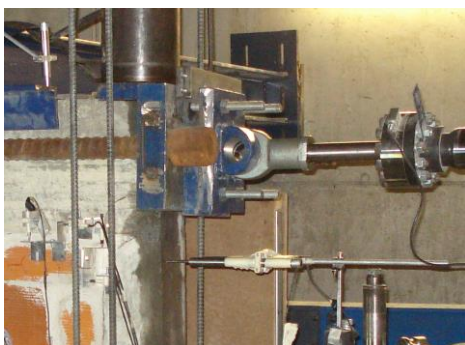


Figura 7.5 - Pormenorização das bases metálicas de apoio.

O processo de aplicação da carga horizontal no plano do painel é constituído por um actuador servo-controlado, com capacidade para controlo por deslocamento ou por força. Para a aplicação de carga de forma alternada recorreu-se a um sistema de tirantes ligados num dos extremos ao mecanismo de aplicação de carga do actuador e no outro extremo a uma placa de aço para transferência de carga, sendo possível observar na Figura 7.6 o sistema de fixação dos tirantes e o desenvolvimento dos mesmos ao longo da viga de topo.



a) Ligação dos tirantes ao actuador.



b) Vista geral do sistema de tirantes.

Figura 7.6 - Tirantes de transmissão de carga alternada.

A aplicação da carga vertical nos pilares, conforme se mostra na Figura 7.7, é conseguida pelo emprego em cada um dos pilares de um actuador, que introduz uma carga vertical ascendente a quatro tirantes verticais ligados à base metálica de apoio, por intermédio de um sistema rotulado, de forma a não restringir o deslocamento do pórtico devido à acção horizontal aplicada no decorrer do ensaio. A consideração desta acção no ensaio visa ter em conta a reacção da laje nos pilares devido às acções verticais em jogo no edifício tipo do qual foi extraído o painel alvo do ensaio. Devido a restrições da infraestrutura de ensaio, nem todos os efeitos da laje sobre o pórtico foram passíveis de serem simulados no ensaio, nomeadamente a carga aplicada directamente da laje sobre o pórtico e a influência da rotação transversal da viga superior provocada pelo grau de encastramento na ligação na laje com a viga.



a) Actuador vertical.



b) Ligação rotulada à base.

Figura 7.7 - Sistema de tirantes de reacção.

7.3.1.2 Instrumentação

A instrumentação usada no ensaio no plano para a aquisição de dados relativos aos deslocamentos foi estabelecida para obter uma curva de capacidade do sistema estrutural, composto pelo pórtico e pela alvenaria de preenchimento, a partir de um gráfico experimental da força *versus* deslocamento representativo do seu comportamento histerético, para avaliar o comportamento do interface entre a alvenaria e o pórtico de betão armado, para conhecer a fendilhação previsível na zona corrente do painel e para o controlo das movimentações não previstas da infraestrutura de ensaio.

Para conseguir os objectivos propostos pela instrumentação foram utilizados dois tipos de instrumentação: a instrumentação do tipo 1 e a do tipo 2, resultando a instrumentação do tipo 2 da necessidade encontrada, no decurso dos primeiros ensaios, de dar respostas a um conjunto de melhoramentos na instrumentação do tipo 1.

A instrumentação do tipo 1 destinada a avaliar a resposta do painel devido à aplicação de carga no plano, foi realizada recorrendo a um conjunto de trinta dispositivos de aquisição de deslocamentos, *LVDT*, de acordo com o esquema apresentado na Figura 7.8, sendo o controlo de deslocamento da estrutura realizado pelo actuador. Com este mapa de instrumentação o deslocamento global da estrutura para a realização do gráfico força *versus* deslocamento é obtido pela aquisição de deslocamentos na posição 12. A avaliação do comportamento do interface entre a alvenaria e o pórtico de betão armado é conseguida pela aquisição dos deslocamentos nas posições: 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 15, 16, 17, 18, 21, 22, 23 e 24. O conhecimento da fendilhação previsível na zona corrente do painel é obtido pela aquisição dos deslocamentos nas posições: 31, 32 e 33. O controlo das movimentações não previstas da

infraestrutura de ensaio é realizado pela aquisição dos deslocamentos nas posições: 5, 6, 11, 14, 19, 20, 25, 26, 27, 28, 29 e 30.

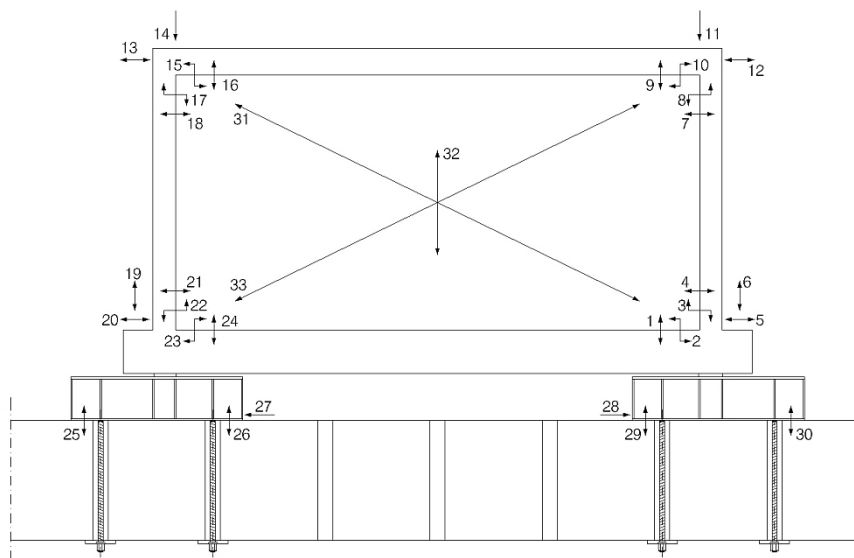
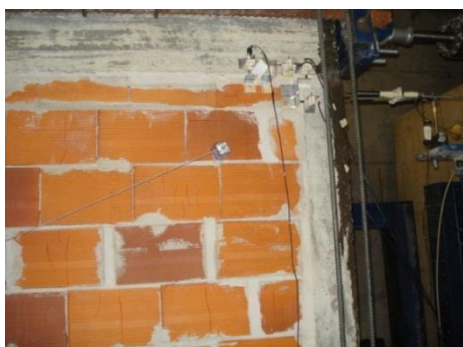
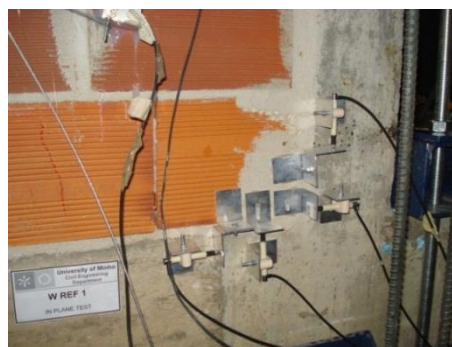


Figura 7.8 - Mapa de instrumentação para o ensaio no plano.

A instrumentação do tipo 2 surge da análise dos resultados dos primeiros três ensaios (Wall_REF_01; Wall_RAR_01; e Wall_JAR_01), nos quais tinha sido usado a instrumentação do tipo 1. Foi desenhado um sistema auxiliar de controlo, constituído por dois dispositivos de aquisição de deslocamento, de forma a controlar o deslocamento efectivo do conjunto a ensaiar ao invés do utilizado na instrumentação do tipo 1, em que o deslocamento era controlado pelo actuador, o qual acumulava as folgas do sistema. Esses dois dispositivos de aquisição de deslocamento de controlo efectuavam as leituras num sistema referenciado à viga superior do pórtico e aplicado rigidamente a esta em local passível de inexistência de dano. Esta alteração teve como principal objectivo reduzir o erro do procedimento, uma vez que os deslocamentos eram os reais que a estrutura sofria, e por outro lado, os dados assim recolhidos necessitam de menor tratamento. Toda a restante instrumentação se manteve inalterada face à instrumentação do tipo 1. Na Figura 7.9 é possível observar alguma da instrumentação utilizada no ensaio no plano.



a) Posições: 7; 8; 9; 10; 12; e 33.



b) Posições: 1; 2; 3; e 4.

Figura 7.9 - Detalhe da Instrumentação de aquisição de deslocamentos.

7.3.1.3 Aplicação da carga

O ensaio no plano é efectuado, aplicando na direcção do plano do painel e de forma alternada nos dois sentidos, níveis de deslocamentos horizontais crescentes até atingir um valor de *drift* previamente estabelecido, que de acordo com as considerações do capítulo 5 é de 0.5%. Para cada nível de deslocamento, ou de *drift* imposto, são realizados três ciclos de carga e descarga. Esta metodologia de aplicação de carga quasi-estática é proposta pela grande maioria dos investigadores com interesse neste tema para simular a resposta do sistema estrutural à acção dos sismos.

Para o *drift* imposto de 0.5% e em função dos dois tipos de instrumentação usada, assim foram definidos os diversos níveis de deslocamento. Nos três primeiros ensaios onde foi usada a instrumentação do tipo 1, pela probabilidade de existirem folgas no mecanismo de ensaio (o que se veio a verificar) as quais não eram repercutidas directamente nos *drifts* impostos devido ao deslocamento imposto ser controlado pelo actuador, optou-se por serem definidos os níveis de deslocamento, assim como, o deslocamento final com uma determinada folga. Com este tipo de procedimento só depois de finalizado o ensaio é que seria possível saber qual o *drift* real imposto ao sistema estrutural. Assim, nos ensaios onde foi utilizada a instrumentação do tipo 1 foram considerados os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; 0.50%; 0.60%; 0.70% e 0.80%. Nos restantes ensaios onde foi usada a instrumentação do tipo 2, pelas razões já apontadas anteriormente e uma vez que o controlo de deslocamento deixa de ser feito pelo actuador, sendo realizado de forma efectiva no sistema a ensaiar, puderam ser aplicados os *drifts* reais, assim como, o *drift* final de 0.50%. Deste modo, na instrumentação do tipo 2 foram considerados os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; 0.50%. Na Figura 7.10 estão apresentados os ciclos de carga e descarga, em número de três, e os níveis de deslocamento impostos no actuador para cada um dos tipos de instrumentação utilizadas.

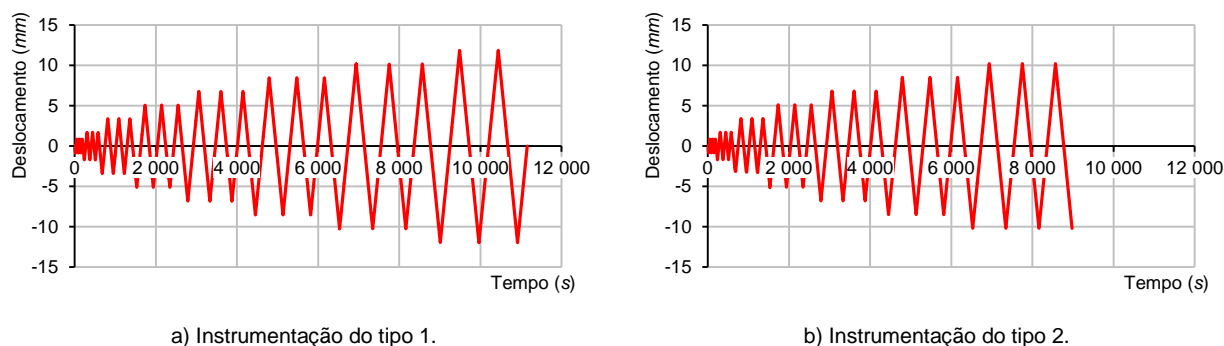


Figura 7.10 - Ciclos de aplicação de carga no ensaio no plano.

7.3.2 Ensaio fora do plano

O esquema de ensaio preconizado visa simular a acção sísmica na direcção perpendicular ao plano da alvenaria, mediante a aplicação de deslocamentos nessa direcção de forma alternada (numa e noutra face da alvenaria), constituindo um sistema estrutural composto por um pórtico de um tramo e um nível, e pela alvenaria de preenchimento, se integrado no pórtico de um tramo e de dois níveis constituinte do sistema global tridimensional que representa a estrutura do edifício. Para a realização dos ensaios para fora do plano foi desenvolvida uma infraestrutura de ensaio, que resulta da introdução de pequenas adaptações a efectuar após a realização do ensaio no plano, mantendo o provete colocado na infraestrutura de ensaio.

7.3.2.1 Descrição da infraestrutura

A infraestrutura destinada à realização dos ensaios para fora do plano é composta pelos seguintes componentes: sistema de fixação inferior; apoios superiores e inferiores; actuadores horizontais; estrutura de aplicação de carga; e pórticos de reacção. O esquema criado para a realização destes ensaios é o apresentado genericamente na Figura 7.11.

O sistema de fixação inferior e os apoios superiores e inferiores são constituintes da infraestrutura de ensaio já descritos no âmbito do esquema de ensaio no plano, embora os apoios superiores e inferiores, anteriormente designados por guias de segurança pela função que cumpriam, neste ensaio passam a ter uma função diferente, isto é, são os componentes que firmemente ligados ao sistema estrutural no topo do superior do pórtico superior e na base do pórtico inferior, irão garantir as condições de apoio necessárias para simular a restrição de movimento na direcção perpendicular ao plano do painel imposta pela laje do edifício.

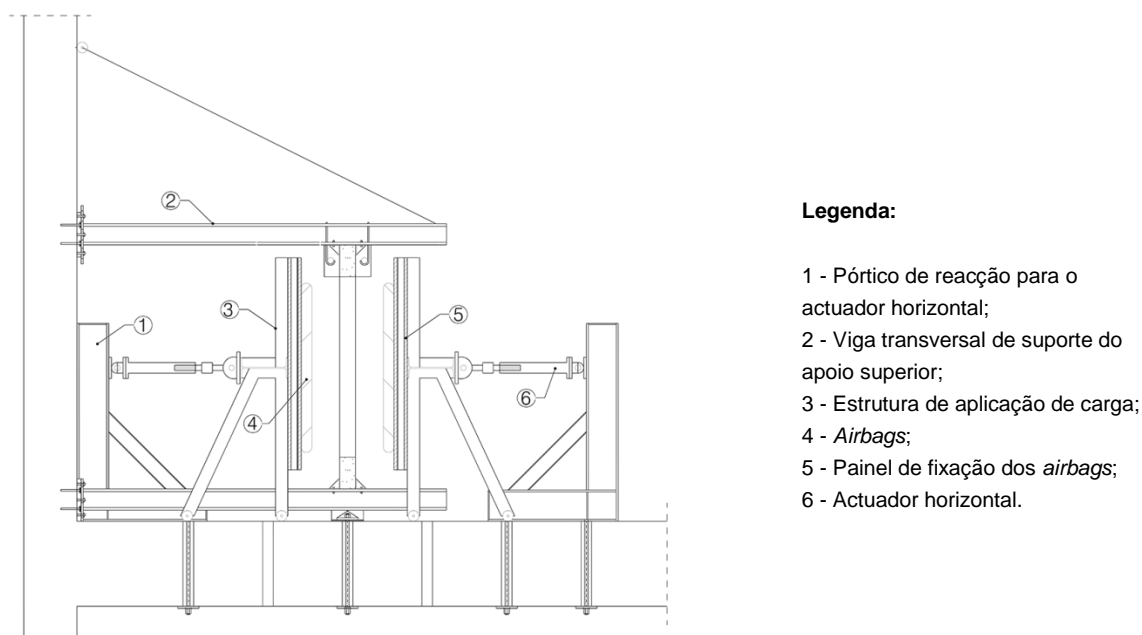


Figura 7.11 - Infraestrutura para o ensaio fora do plano.

Para a realização do ensaio para fora do plano, houve a necessidade de criar uma nova infraestrutura de aplicação de carga constituída pelos actuadores horizontais, pela estrutura de aplicação de carga e pelos pórticos de reacção, que permitisse aplicar ao painel de alvenaria deslocamentos perpendiculares ao seu plano, deslocamentos esses que se processassem em ambos os sentidos.

O processo de aplicação da carga horizontal no plano perpendicular ao painel é constituído, para cada sentido, por um actuador servo-controlado, com capacidade para controlo por deslocamento ou por força. Cada um destes actuadores está ligado a um pórtico de reacção, realizado com perfis metálicos HEB300 na base e no pilar, e IPE140 na diagonal. Cada pórtico foi rigidamente fixado à laje do laboratório por meio de dois varões do tipo *Dywidag* de 32 mm. O lado de aplicação de carga de cada actuador estava ligado, por um mecanismo rotulado ao painel de aplicação de carga, sendo este constituído por uma estrutura metálica muito rígida, composta por perfil metálico IPE450 disposto horizontalmente a meio vão, ao qual estão ligados diversos perfis metálicos tubulares que servem de suporte do painel de fixação dos *airbags*, assim como, formam a estrutura que transmite o seu peso próprio ao solo em quatro

rodas, que deslizam devido ao movimento imposto pela aplicação da carga, sobre dois carris em cantoneira metálica. O painel de fixação dos *airbags*, executado em chapa ondulada e revestido exteriormente por madeira, destina-se a permitir a colocação de quatro *airbags* por painel, ligados entre si, através de um sistema de ar comprimido, os quais fazem a transmissão final de carga à parede de forma distribuída. Na Figura 7.12 mostra-se a infraestrutura de transmissão de carga descrita, onde se pode observar nas diferentes imagens uma vista geral do sistema de aplicação de carga e do pórtico de reacção com o actuador aplicado, assim como, do sistema final de transmissão de carga constituído pelos *airbags* e pela respectiva rede e acessórios de ar comprimido.



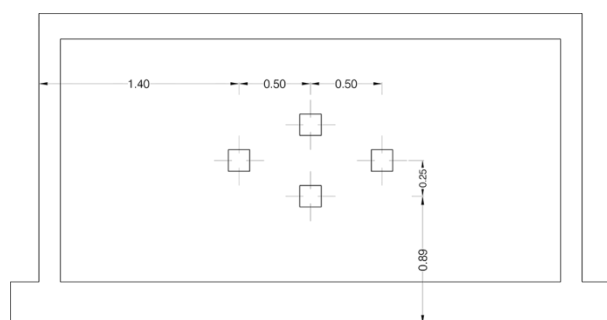
a) Vista geral.

b) *Airbags*.

c) Sistema de ar comprimido.

Figura 7.12 - Infraestrutura de transmissão de carga.

A estrutura de aplicação de carga, como foi apresentada, revelou-se extremamente complexa de operar e incapaz de transmitir a carga prevista, devido às elevadas pressões em jogo que se revelaram incompatíveis com a capacidade resistente dos *airbags* nas diferentes soluções de alvenaria simples do painel, pelo que foi necessário efectuar a sua remodelação. Assim, o sistema final de transmissão de carga constituído pelos *airbags* foi substituído por um sistema de quatro pontos de carga localizada. Como se mostra na Figura 7.13, onde podemos observar o esquema geométrico e uma vista geral do sistema, trata-se de uma simplificação do modelo inicialmente previsto, que sob o ponto de vista físico pode representar a acção sísmica de uma forma global.



a) Posicionamento das cargas localizadas.



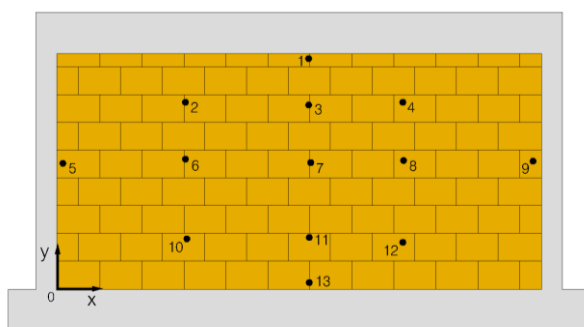
b) Vista geral das cargas localizadas.

Figura 7.13 - Aplicação da carga em quatro pontos.

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 contribuição relevante para o ensaio para fora do plano.

7.3.2.2 Instrumentação

A instrumentação usada no ensaio para fora do plano para a aquisição de dados relativos aos deslocamentos foi estabelecida para obter uma curva de capacidade da alvenaria de preenchimento a partir de um gráfico experimental da força *versus* deslocamento representativo do seu comportamento histerético, para avaliar o comportamento do interface entre a alvenaria e o pórtico de betão armado e para obter os deslocamentos no decurso do ensaio, por forma a ser possível traçar um mapa de deslocamento do painel, para melhor entender o seu comportamento neste tipo de acção considerada. Para a realização do ensaio para fora do plano, foi criado o mapa de instrumentação apresentado na Figura 7.14, que não inclui, diversa instrumentação adicional para o controlo das movimentações não previstas da infraestrutura de ensaio.



Coordenadas (mm):

Posição 01 - (1820,1665);	Posição 08 - (2505,9300);
Posição 02 - (930,1350);	Posição 09 - (3440,925);
Posição 03 - (1820,1330);	Posição 10 - (940,365);
Posição 04 - (2500,1350);	Posição 11 - (1825,375);
Posição 05 - (45,910);	Posição 12 - (2500,3400);
Posição 06 - (930,940);	Posição 13 - (1825,50)
Posição 07 - (1835,915);	

Figura 7.14 - Mapa de instrumentação para o ensaio para fora do plano.

A colocação da instrumentação foi difícil, visto que os locais onde se pretendiam fazer as medições, eram também locais onde as cargas estavam a ser transmitidas, isto é, no painel de alvenaria. Esta dificuldade foi ultrapassada, optando pela colocação da instrumentação num referencial exterior, isto é, numa das estruturas de reacção, como se mostra na Figura 7.15. Esta instrumentação encontrava-se ligada a um sistema de cabos de aço tensionados, que atravessavam a parede de alvenaria e que estavam conectados a um sistema de molas onde estavam incorporados dispositivos de aquisição de deslocamentos, *LVDT*. Assim sendo, quando se aplicava um deslocamento na direcção do painel, o sistema traccionava; por outro lado, quando os deslocamentos eram em sentido contrário o sistema comprimia.



a) Suporte rígido para a instrumentação ligado ao referencial exterior.



b) Cabos de aço tensionados ligados ao sistema de aquisição de deslocamentos.

Figura 7.15 - Sistema de aquisição de deslocamento.

7.3.2.3 Aplicação de carga

O ensaio para fora do plano é efectuado, após a realização do ensaio no plano, sendo aplicado na direcção perpendicular ao plano do painel e de forma alternada (numa e noutra face da alvenaria), níveis de deslocamentos horizontais crescentes até atingir um valor previamente estabelecido. Ao contrário do implementado nos ensaios no plano, por dificuldades inerentes ao sistema implementado, para cada nível de deslocamento, só foi possível realizar um ciclo de carga e descarga.

Os níveis de deslocamento, ou de *drift*, impostos, considerados no ensaio foram de acordo com os valores propostos por alguns investigadores já referenciados no capítulo 3, nomeadamente os trabalhos efectuados por Calvi *et al.* [65, 66]. Assim, foram considerados os seguintes *drifts*: 0.10%, 0.20%, 0.30% e 0.40% para o estado de serviço e de 1.20% e 3.60% para explorar o estado limite último. Contudo, devido ao deslocamento imposto ser controlado pelo actuador e para atender a folgas do sistema, assim como, à grande deformabilidade dos *airbags*, foram inicialmente considerados os seguintes *drifts*: 0.60%, 1.50%, 3.00% e 6.00%, que foram sendo ajustados, mediante o comportamento observado ao longo dos diversos ensaios.

Na Figura 7.16 é apresentada uma vista geral de um dos lados da infraestrutura de ensaio, onde é possível observar o painel posicionado para o ensaio, o pórtico de reacção com os dispositivos de aplicação da instrumentação e o sistema de aplicação de carga instalado sobre os carris.



Figura 7.16 - Vista geral do painel colocado na infraestrutura de ensaio para fora do plano.

7.4 Análise experimental do comportamento dos painéis de alvenaria

Nos subcapítulos seguintes será dada a conhecer a campanha de ensaios, no plano e para fora do plano, realizada sobre os sistemas estruturais compostos pelo pórtico envolvente e a alvenaria de preenchimento (painéis). Para cada um dos painéis considerados, será efectuada uma descrição dos aspectos mais relevantes observados nos ensaios, nomeadamente ao nível das variáveis introduzidas em cada painel, assim como, uma completa apresentação dos resultados obtidos. A sequência cronológica dos ensaios foi a seguinte: Wall_REF_01; Wall_RAR_01; Wall_JAR_01; Wall_JAR_02; Wall_RAR_02; Wall_DPA_01; Wall_DPA_02; e Wall_REF_02. Contudo a apresentação dos resultados e análise do comportamento será iniciada pelo painel Wall_REF_01 seguido do painel Wall_REF_02 e das três soluções construtivas Wall_JAR, Wall_RAR e Wall_DPA representadas, respectivamente, pelos painéis Wall_JAR_02, Wall_RAR_02, e Wall_DPA_02. Os painéis Wall_JAR_01, Wall_RAR_01 e Wall_DPA_01 são apresentados no anexo B.

7.4.1 Painel Wall_REF_01

O painel Wall_REF_01 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Trata-se do painel de referência, isto é, o painel com o qual serão comparados os restantes painéis.

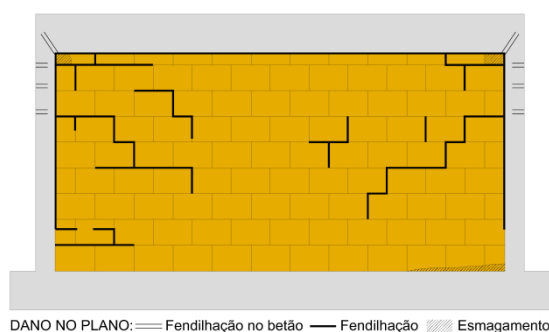
7.4.1.1 Ensaio no plano

Com vista à análise experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel, face às acções horizontais, o painel Wall_REF_01 foi ensaiado no plano recorrendo à infraestrutura de ensaio criada para o efeito, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.4. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 1, isto é, com o controlo de deslocamento realizado pelo actuador. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, de acordo com o definido para o tipo de instrumentação utilizada, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; 0.50%; 0.60%; 0.70% e 0.80%.

7.4.1.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura 7.17 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.

Pode constatar-se a evidência de dois alinhamentos paralelos de fendas diagonais no pano de alvenaria, assim como, o colapso parcial das unidades de alvenaria por esmagamento, na zona dos cantos superiores do painel, manifestado pela expulsão das paredes exteriores. Por outro lado, relativamente aos interfaces de ligação entre a alvenaria e o pórtico, verifica-se a rotura total do interface superior, sendo possível observar que essa rotura ocorreu em toda a secção transversal do elemento de interface e a rotura parcial dos interfaces laterais, manifestando-se nestes uma progressão da base para o topo, atingindo nesta última zona a sua máxima expressão. No pórtico de betão armado foi possível observar alguma fendilhação nos nós superiores e extremidade superior dos pilares.



a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.17 - Padrão de fendilhação do painel Wall_REF_01.

Na Figura 7.18 mostram-se alguns dos fenómenos de fendilhação ocorridos, evidenciando-se a rotura do interface da alvenaria com o betão armado nas zonas laterais e superior do painel, a

fendilhação no topo do pilar, assim como, o colapso parcial das unidades de alvenaria, na zona dos cantos superiores do pano de alvenaria.



Figura 7.18 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_01.

Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada da Figura 7.19 e pela evolução dos deslocamentos localizados mais significativos apresentados na Figura 7.20, o comportamento do painel, até à conclusão do ensaio, pode ser descrito em quatro fases, as quais correspondem a três níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação de carga. Para o sentido positivo de aplicação de carga os referidos níveis ocorreram para cargas de 32 *kN*, 53 *kN* e 74 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.03%, 0.06% e 0.30%. No sentido negativo estes níveis sucederam para cargas de 52 *kN*, 66 *kN* e 96 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.03%, 0.09% e 0.51%. O comportamento do painel nas diferentes fases e as razões subjacentes à sua evolução comportamental pode ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear. Esta mudança comportamental do painel está associada à ocorrência do deslizamento da junta horizontal entre a viga de topo e a alvenaria, ao início do destacamento por tracção da junta vertical entre o pilar direito e a alvenaria, assim como, ao aparecimento de fendilhação diagonal na alvenaria;
- Na terceira fase, compreendida entre o segundo e o terceiro nível de carga, é atingido o pico de resistência do painel, alcançado para valores de carga de 74 *kN* no sentido positivo do ensaio e de 96 *kN* no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os *drifts* de 0.30% e 0.51%. Esta fase caracteriza-se ainda pela continuação da perda de rigidez iniciada na fase anterior, e está associada à progressão do deslizamento da junta horizontal entre a viga de topo e a alvenaria e ao desenvolvimento das fendas diagonais na alvenaria, assim como, ao esmagamento ou ao destacamento por tracção das juntas verticais entre os pilares e a alvenaria, conforme o sentido da aplicação de carga;
- A fase final, compreendida entre o terceiro nível de carga e o final do ensaio, apresenta um desenvolvimento em patamar com uma perda gradual de resistência, até ao limite de deslocamento imposto, correspondendo à degradação dos materiais constituintes do painel.

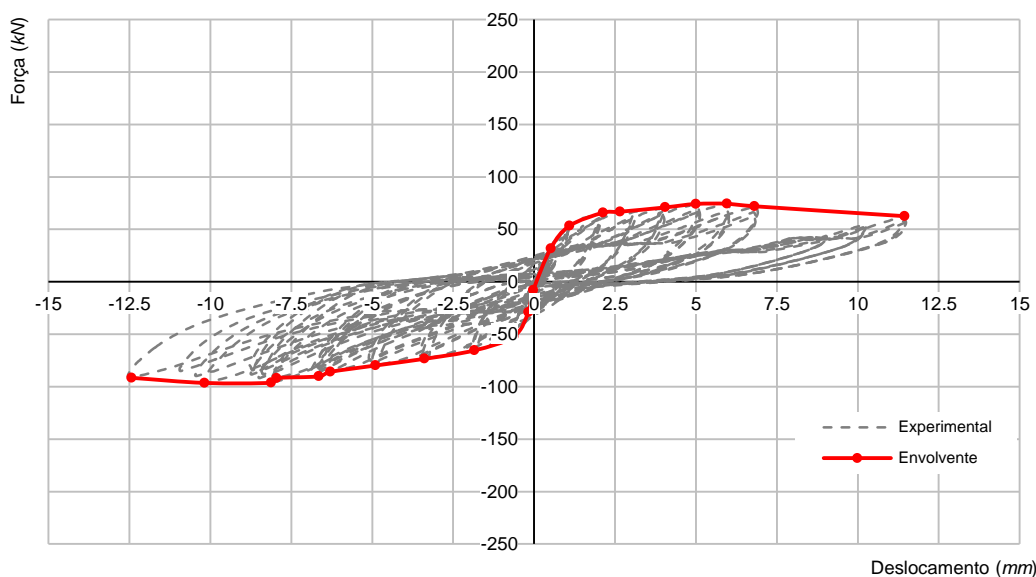


Figura 7.19 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_REF_01.

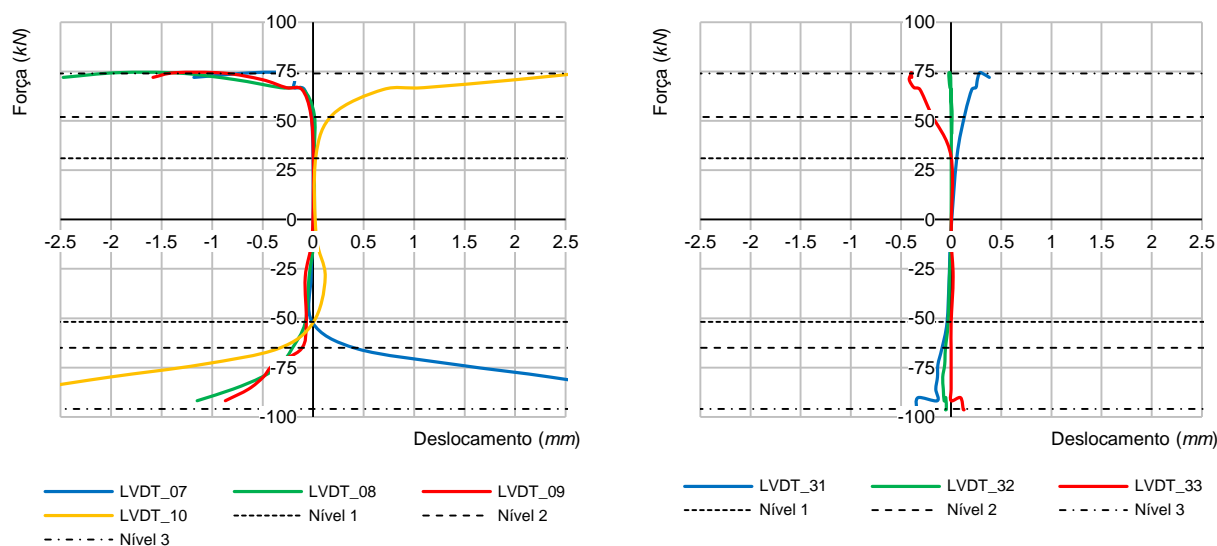


Figura 7.20 - Comportamento localizado do painel Wall_REF_01.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura 7.20 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto superior direito do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.

No gráfico da Figura 7.20 a) identificam-se os níveis de carga em que se inicia o destacamento ou o esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (*LVDT_07*), o escorregamento entre o pilar e a alvenaria (*LVDT_08*), o esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_09*) e o escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_10*). Pela análise

dos referidos gráficos constata-se que a partir do primeiro nível se inicia o destacamento da ligação entre o pilar e a alvenaria atingindo um deslocamento máximo de cerca de 3 mm no último nível. O esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria só é possível ser detectado para valores de carga muito próximos da carga de pico, tendo sido obtido um deslocamento de 1 mm. O escorregamento entre o pilar e a alvenaria, assim como, o esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria, apresentam um comportamento quase coincidente, independentemente do sentido de aplicação da carga, começando a manifestarem-se a partir do segundo nível, respectivamente, pela existência de escorregamento descendente e compressão, com valores próximos de 1 mm. Por último, o escorregamento entre a viga superior e a alvenaria começa por se manifestar a partir do primeiro nível, atingindo deslocamentos máximos de 2.5 mm e 3.5 mm, respectivamente, nos sentidos positivo e negativo de aplicação de cargas.

O gráfico da Figura 7.20 b) 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 conjunto (deslocamento máximo cerca de 0.4 mm contra os 11.67 mm do conjunto). Verifica-se que o destacamento e o escorregamento nas interfaces não prejudicam significativamente o deslocamento da parede. O deslocamento da parede aumenta num ritmo aproximadamente linear a partir da segunda fase até à aplicação da carga máxima.

Por se tratar de uma repetição comportamental, embora com valores quantitativos diferentes, não são apresentados os gráficos do canto superior esquerdo. Por outro lado, por não terem sido constatados quaisquer deslocamentos não são apresentados os gráficos relativamente aos cantos inferiores direito (LVDT_01, LVDT_02, LVDT_03 e LVDT_04) e esquerdo (LVDT_21, LVDT_22, LVDT_23 e LVDT_24), pese embora o facto de ter sido detectado um ligeiro movimento de levantamento do pano de alvenaria face ao pórtico de betão armado no canto inferior direito, coincidindo com a carga de pico no sentido positivo. Por fim importa referir, que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

A Tabela 7.1 apresenta, por procedimento, os resultados obtidos do ensaio no plano, que para cada nível de deslocamento consta de três ciclos de carga e descarga. Na tabela estão representados para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela 7.1 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_REF_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	31.8	8.1	0.51	0.03	0.026	0.001
2	53.3	29.1	1.09	0.18	0.055	0.009
3	65.9	52.2	2.13	0.63	0.107	0.032
4	66.8	65.5	2.65	1.85	0.133	0.092
5	70.9	73.5	4.05	3.39	0.202	0.170
6	74.2	79.8	4.99	4.90	0.250	0.245
7	74.4	85.9	5.95	6.30	0.298	0.315
8	72.0	91.8	6.81	7.95	0.340	0.398
9	62.5	96.4	11.45	10.18	0.572	0.509
10	-	91.5	-	12.44	-	0.622

7.4.1.1.2 Análise e discussão de resultados

O sentido da aplicação de carga teve influência no nível de resistência mobilizado e no *drift* para o qual ocorreu. A resistência máxima obtida foi de 74 kN e 96 kN, respectivamente, no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, tendo ocorrido para *drifts* de 0.30% e 0.51%, 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 de ligação entre a alvenaria e o 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. É expectável que o processo construtivo, além das próprias características mecânicas dos materiais incluídos no painel, conduza a diferenças significativas no nível de resistência e ductilidade dos painéis, dada a dificuldade de fechar o painel com a colocação da última unidade de alvenaria.

O padrão de fendilhação do painel no final do ensaio aponta para um modo de rotura semelhante ao incluído na Categoria E3, dos modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45] (Ver Figura 3.9).

7.4.1.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_REF_01 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores. A aplicação de carga foi realizada pela introdução, nos dois sentidos, de quatro níveis de deslocamento horizontal perpendicular ao plano da parede. Para terem em conta a deformabilidade dos *airbags* e as folgas na infraestrutura de ensaio, os deslocamentos alvo para cada nível de deslocamento foram os seguintes: 10 mm; 25 mm; 50 mm; e 100 mm, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.6%; 1.50%; 3.00%; e 6.00%.

Na Figura 7.21 encontra-se apresentada a evolução da força ao longo do tempo. A falta de linearidade para valores de força próximos de zero, resulta da 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.

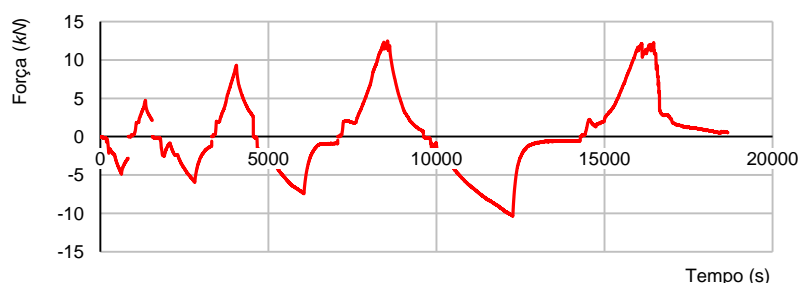


Figura 7.21 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio para fora do plano, Wall_REF_01.

7.4.1.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura 7.22 a síntese do dano observado, traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.

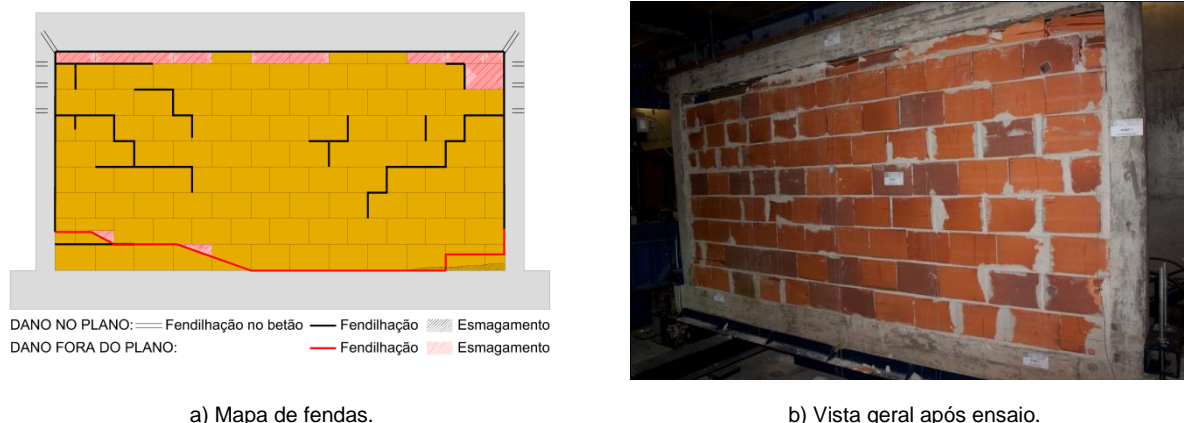


Figura 7.22 - Padrão de fendilhação.

Da inspecção visual efectuada, constata-se que os interfaces laterais e superior foram completamente destruídos em quase toda a sua extensão, culminando o processo que tinha sido iniciado no ensaio no plano. A zona superior da parede apresentou uma grande percentagem de unidades onde ocorreu o colapso total ou parcial, resultante do facto de a parede ter sido expulsa para o exterior do pórtico envolvente. Registou-se, também, o aparecimento de uma fenda com desenvolvimento horizontal na base da parede.

Na Figura 7.23, obtida após a desmontagem do painel de actuação de cargas, pode observar-se o colapso parcial das unidades do canto superior esquerdo, o colapso total das unidades do canto superior direito, assim como, a fenda ocorrida na base da parede de alvenaria.



Figura 7.23 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_01.

As figuras seguintes (Figura 7.24 e Figura 7.25) apresentam o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao ponto médio do painel, o que corresponde à aquisição de dados na posição 7. Na Figura 7.25 o referido gráfico é apresentado de forma ampliada para melhor compreensão, sendo ainda indicados os níveis de carga atingidos para cada um dos procedimentos.

Pela análise da envolvente, é possível evidenciar um comportamento linear nos procedimentos 1 e 2, onde para o sentido positivo se obtiveram, respectivamente, os deslocamentos de 3.83 mm e 7.02 mm. Por outro lado, analisando a curva experimental, verifica-se que o

deslocamento sofrido só é recuperado na totalidade com a aplicação de carga no sentido oposto, verificando-se deslocamentos permanentes significativos. No procedimento 2 é possível observar que a função força *versus* deslocamento apresenta um andamento quase coincidente ao do procedimento anterior até à carga máxima desse mesmo procedimento, consequência da sua rigidez não ter sido alterada. No procedimento 3, verifica-se uma perda de rigidez relativamente ao procedimento anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear, sendo obtido para o sentido positivo de aplicação das cargas a resistência máxima com o valor de 12.3 kN ao qual correspondeu um deslocamento de 12.32 mm. No procedimento final foi obtida a carga de pico no sentido negativo de aplicação das cargas com um valor e 10.4 kN para um deslocamento de 5.90 mm, enquanto no sentido positivo se constata uma grande diminuição da rigidez, apresentando o diagrama um desenvolvimento em patamar, com uma perda gradual de resistência, até ao colapso final para fora do plano do painel de alvenaria.

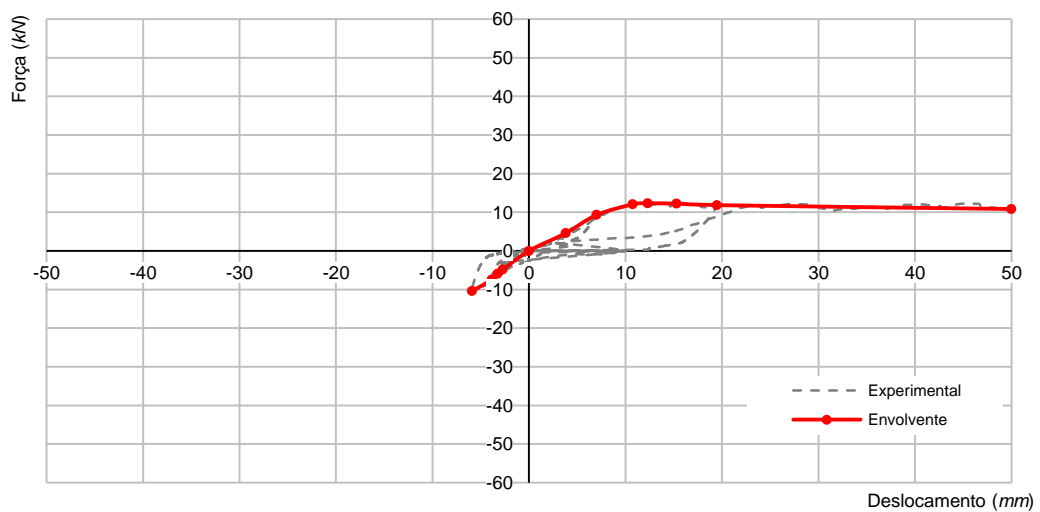


Figura 7.24 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

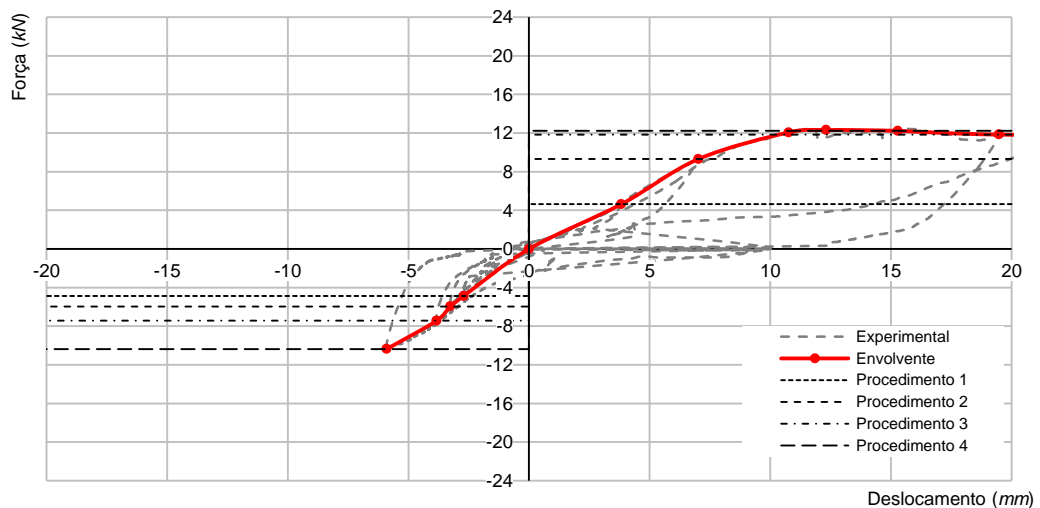


Figura 7.25 - Diagrama ampliado da curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

Na Tabela 7.2 estão apresentados, sob forma numérica, os resultados obtidos no ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 *mm*, 25 *mm*, 50 *mm* e 100 *mm* respectivamente para os procedimentos 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 procedimento.

Tabela 7.2 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (<i>kN</i>)		DESLOCAMENTO (<i>mm</i>)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	4.64	4.88	10.0	3.83	2.71	0.22	0.16
2	9.31	5.95	25.0	7.02	3.26	0.41	0.19
3	11.84	7.44	50.0	19.48	3.83	1.15	0.23
4	10.85	10.37	100.0	50.00	5.90	2.94	0.35

7.4.1.2.2 Análise e discussão de resultados

No subcapítulo anterior foram abordados 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 avaliar o comportamento do painel de alvenaria ao longo do ensaio até à rotura. Importa ressaltar alguns condicionalismos próprios da infraestrutura de ensaio que se verificaram neste ensaio e que se verificarão nos ensaios seguintes para fora do plano. 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 da aquisição de dados, do estado inicial de fendilhação e do estado final após o procedimento 4 é que foi possível reconstituir e avaliar o ocorrido no decurso do ensaio. Contudo, devido ao facto de o procedimento 4 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 positivas dos diferentes procedimentos.

O ponto de partida do ensaio para fora do plano do painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, que se traduziu numa perda global de rigidez, devida à fendilhação diagonal e à 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, cuja capacidade de mobilizar apoio de cada um dos bordos é função do dano sofrido no ensaio no plano. Assim, é expectável que o bordo inferior tenha condições de restringir os deslocamentos horizontais e verticais, enquanto os bordos laterais e superior, devido ao dano nos interfaces de ligação, não tenham capacidade de restringir a totalidade dos deslocamentos, mas sim uma determinada percentagem que é função da rigidez da respectiva ligação.

Pela análise dos resultados do equipamento de aquisição de dados, do estado inicial de fendilhação e do estado final após o procedimento 4, foram criados diversos cenários que procuram explicar o ocorrido no decurso do ensaio. Para definir os respectivos cenários, foram criados, para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais foram posicionados nos pontos de leitura de deslocamentos e ampliados 10 vezes. Os referidos mapas de isovalores, encontram-se apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.26, Figura 7.27, Figura 7.28 e Figura 7.29).

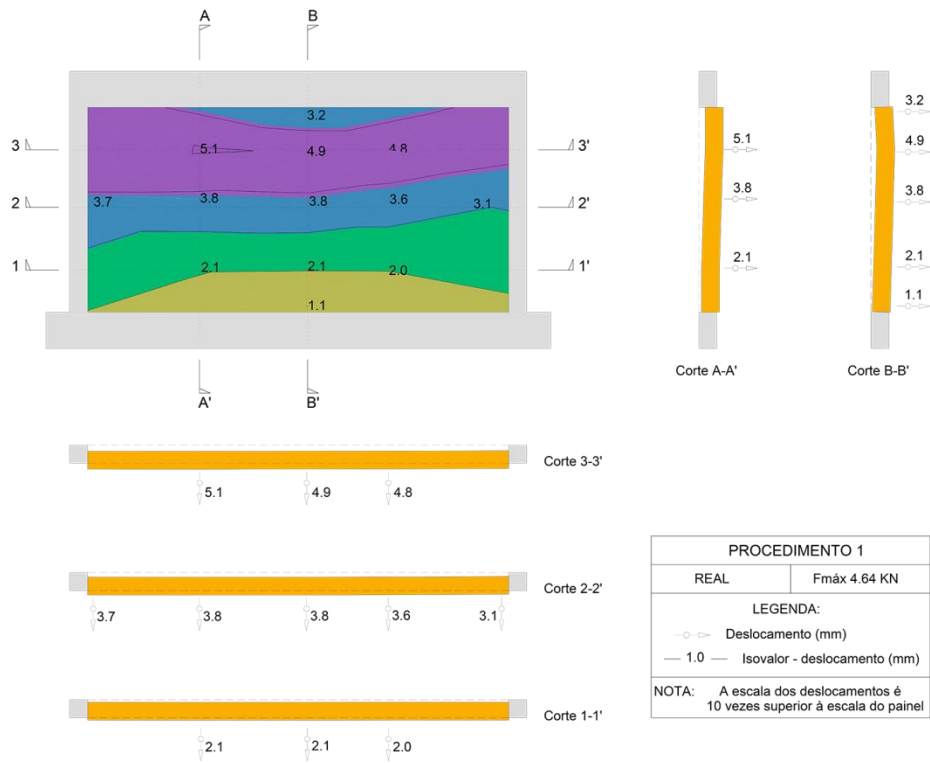


Figura 7.26 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

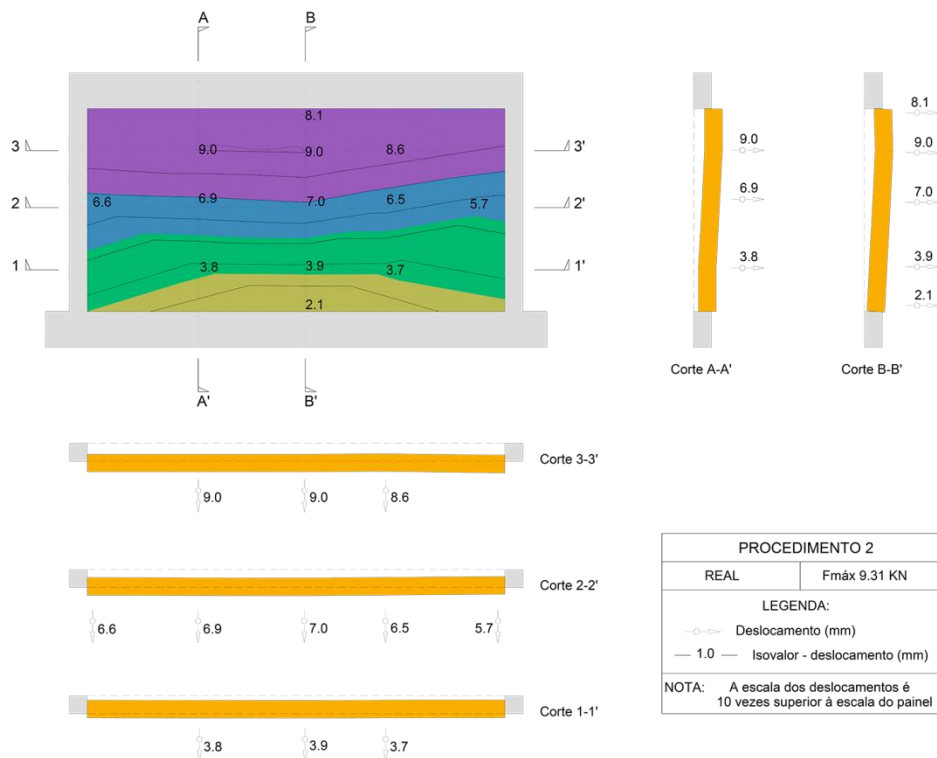


Figura 7.27 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

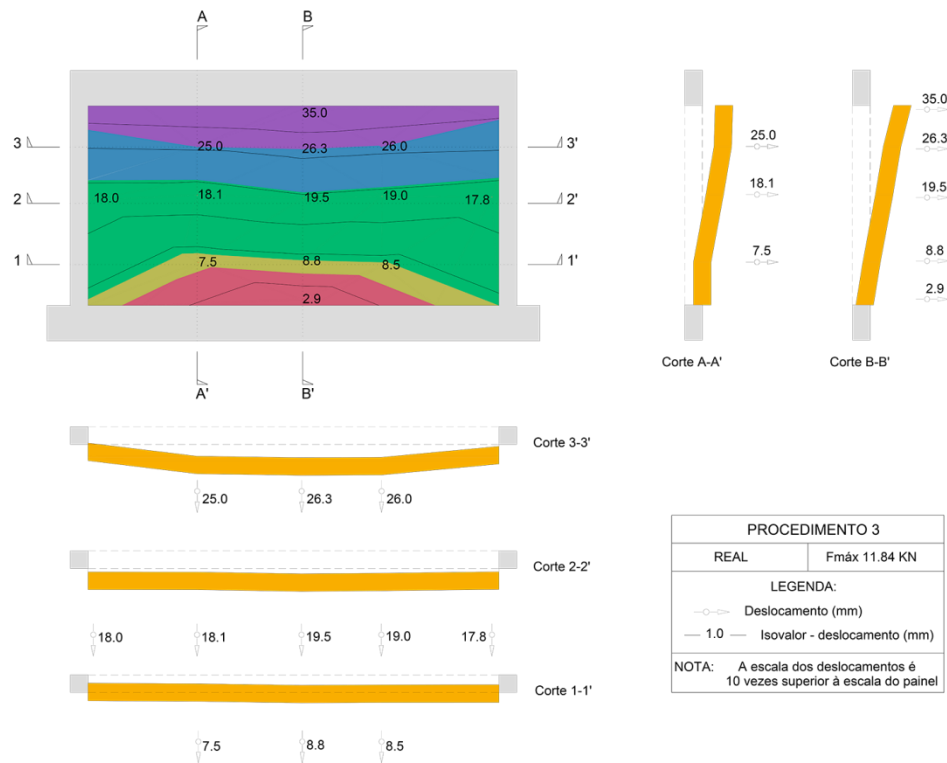


Figura 7.28 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

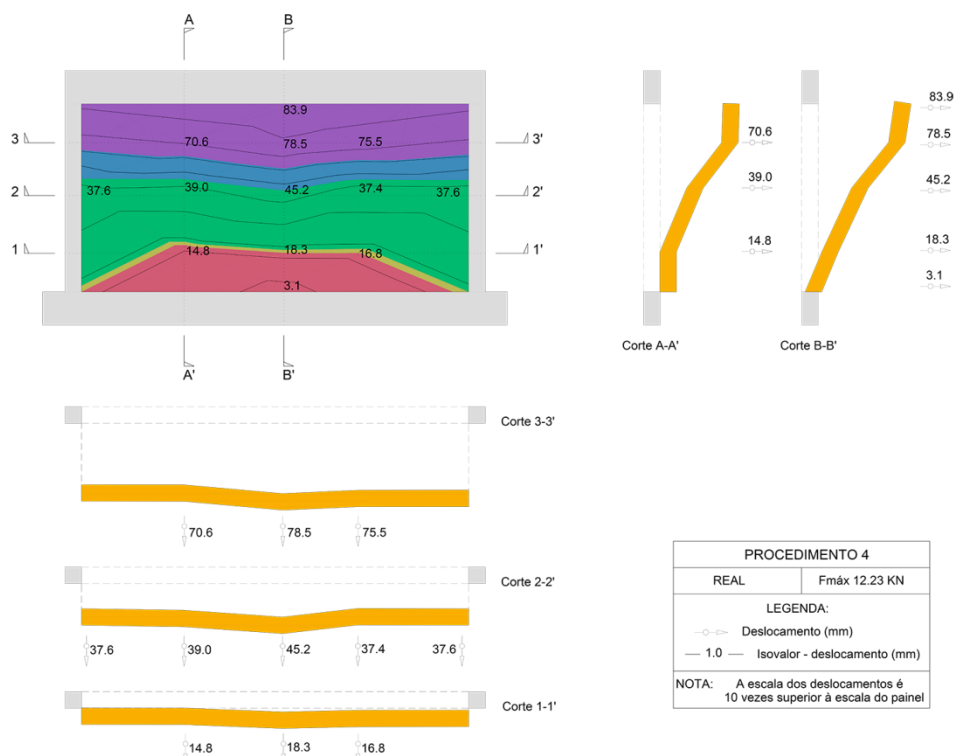


Figura 7.29 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 4. Ensaio fora do plano, Wall_REF_01.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, serão estudados os gráficos força *versus* deslocamento, de onde podem ser tiradas conclusões acerca do comportamento do painel ao longo dos diversos procedimentos sob o ponto de vista da evolução da sua deformada, assim como, da rigidez pela análise da inclinação das diferentes rectas dos diagramas, pois a força encontra-se relacionada com o deslocamento, por uma grandeza, K , que em regime linear será uma constante, correspondendo à inclinação da recta da função força *versus* 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 apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.30, Figura 7.31, Figura 7.32 e Figura 7.33), até ao ponto de carga máxima do procedimento $i-1$, a função força *versus* deslocamento do procedimento i está sobreposta com a função força *versus* deslocamento do procedimento $i-1$. A análise a efectuar sobre estes gráficos incidirá sobretudo no comportamento evidenciado no sentido positivo de aplicação das cargas, pelas razões já expostas, e pelo facto de ser neste sentido que ocorre, no último procedimento, a carga que produz o dano final do painel.

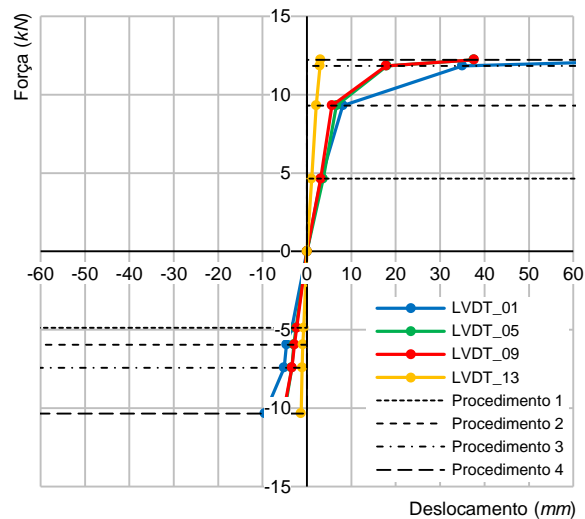
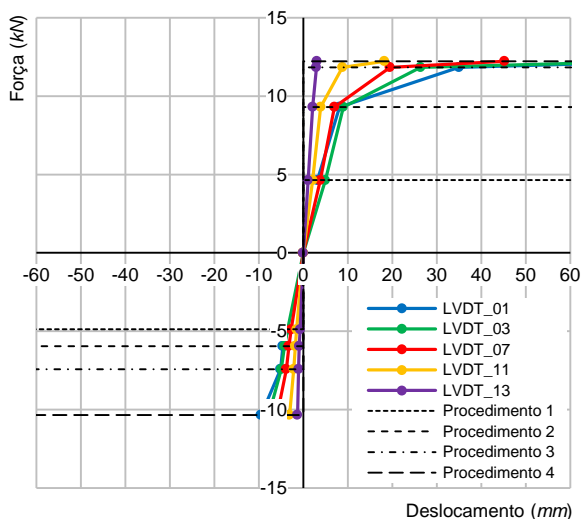


Figura 7.30 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

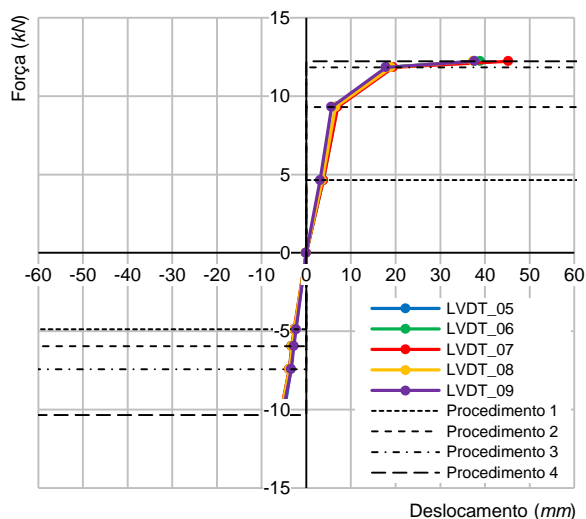
Pela análise do gráfico da Figura 7.30, constata-se que a ligação da alvenaria à viga inferior (LVDT_13) mantém a sua integridade, isto é, mantém a sua capacidade de restringir o deslocamento, pois as ligações do interface alvenaria *versus* betão não terão perdido rigidez pelo facto de a função linear 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 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.

Pela análise dos gráficos da Figura 7.31, onde se pode constatar a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir que na direcção horizontal, correspondendo ao “Alinhamento 5-9”, se verifica que as diferentes posições de aquisição de deslocamento nas diferentes funções, força *versus* deslocamento, apresentam andamentos quase sobrepostos, pelo que se pode concluir que a parede na direcção horizontal terá um deslocamento manifestamente uniforme. Por outro lado,

na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, 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. Ora esta fenomenologia observada, conjuntamente com a análise aos mapas de deslocamento, deixa antever para a parede um comportamento muito próximo de uma estrutura em consola. Tal comportamento parecer ser de igual modo corroborado, quando são analisadas os gráficos da Figura 7.32 e da Figura 7.33.

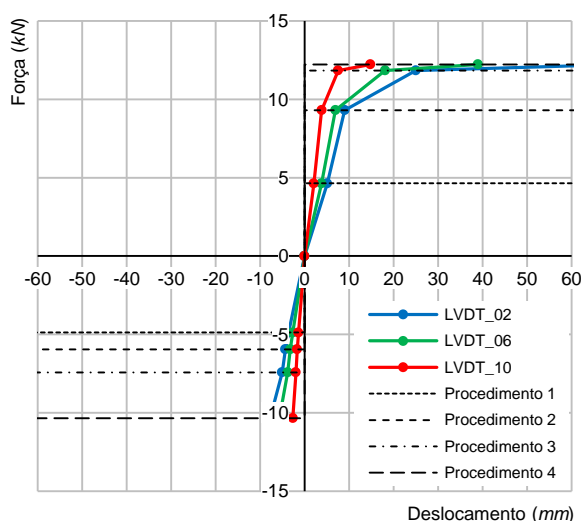


a) Alinhamento 1-13.

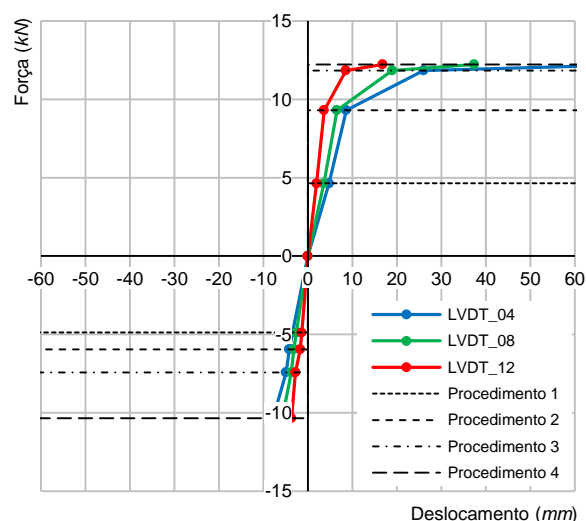


b) Alinhamento 5-9.

Figura 7.31 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.



a) Alinhamento 2-10.



b) Alinhamento 4-12.

Figura 7.32 - Evolução da rigidez na direcção vertical.

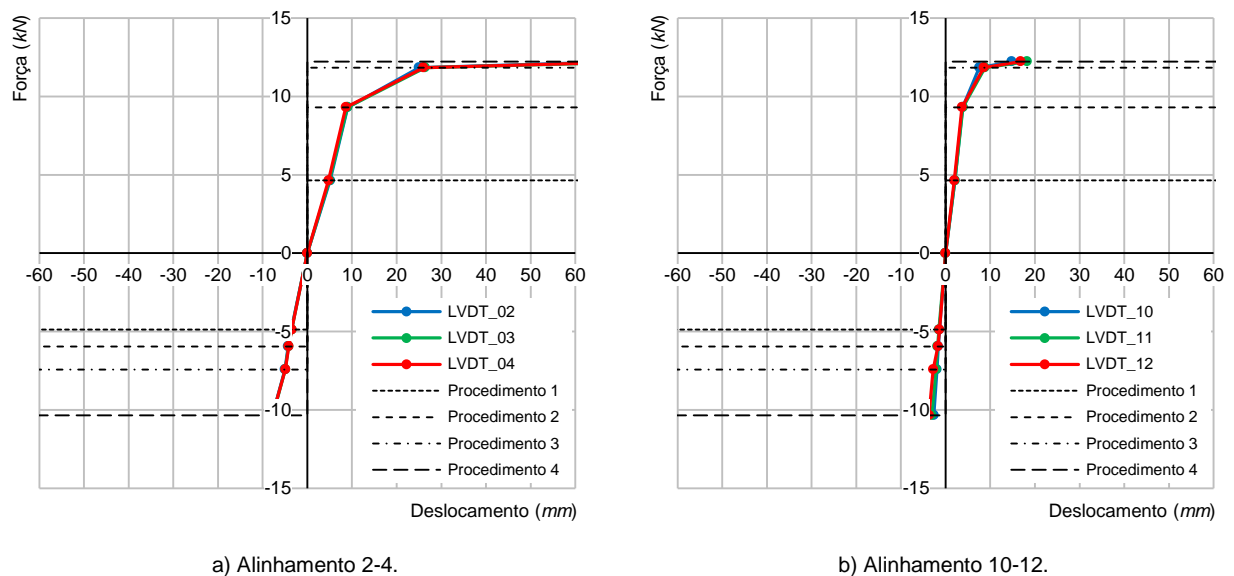


Figura 7.33 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura 7.26, Figura 7.27, Figura 7.28 e Figura 7.29), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, é possível concluir que o esquema estrutural do painel se assemelha a um corpo em consola, onde ocorreu rotura por flexão na zona inferior do painel, deixando antever uma rotação de corpo rígido.

O dano introduzido pelo ensaio no plano, nomeadamente a fendilhação introduzida ao longo do interface de ligação entre a alvenaria e os elementos de betão, alterou de uma forma substancial as condições de apoio da alvenaria. A destruição do interface superior e o esmagamento verificado nas juntas verticais no ensaio no plano parece ter prejudicado a mobilização do efeito em arco e, conseqüentemente o desenvolvimento de um modo de rotura semelhante ao de uma laje em consola, o que certamente não teria ocorrido se não tivesse havido dano, uma vez que seria expectável um modo de rotura inerente a uma laje apoiada em três ou quatro bordos.

7.4.2 Painel Wall_REF_02

O painel Wall_REF_02 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_REF_02, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de uma nova variável resultante da solução construtiva adoptada. Assim sendo, a variável de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis é o reboco em ambas as faces do painel.

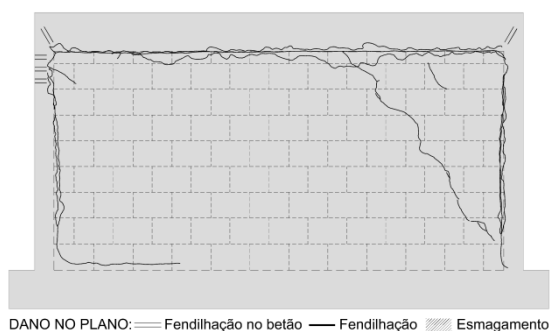
7.4.2.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_REF_02 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de

instrumentação do tipo 2. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; e 0.50%.

7.4.2.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura 7.34 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.



a) Mapa de fendas.



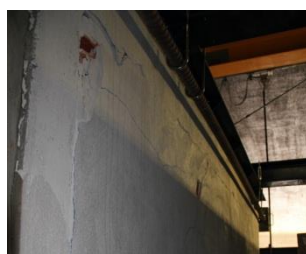
b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.34 - Padrão de fendilhação do painel Wall_REF_02.

Pode constatar-se no pano de alvenaria o destacamento do reboco nos cantos superiores e das paredes exteriores das unidades de alvenaria, respectivamente, nas faces principal e posterior do painel, que evidenciam o esmagamento dessas áreas, motivado pelo desenvolvimento da componente diagonal da força aplicada no painel. Observou-se o desenvolvimento de uma fenda diagonal entre a viga superior e a base do pilar direito, devida a esforços de tracção gerados no pano de alvenaria. Nos interfaces de ligação entre a alvenaria e o pórtico, verificou-se a rotura total do interface superior em toda a secção transversal do elemento de interface, e a parcial dos interfaces laterais, manifestando-se nestes uma progressão da base para o topo, atingindo nesta última zona a sua expressão máxima. No pórtico de betão armado foi possível observar diversa fendilhação na zona superior dos pilares, deixando antever a ocorrência de fenómenos de instabilidade relacionados com o conceito de pilar curto. Na Figura 7.35 exemplificam-se alguns dos danos ocorridos, tais como, a fendilhação nas ligações da viga superior com os pilares e o esmagamento, manifestado na face posterior do painel, das unidades de alvenaria no canto superior direito.



a) Ligação da viga com o pilar esquerdo.



b) Face posterior do painel.



c) Ligação da viga com o pilar direito.

Figura 7.35 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_02.

Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura 7.36 e pela evolução dos deslocamentos localizados mais significativos apresentados na Figura 7.37, o comportamento do painel, até à conclusão do ensaio, pode ser descrito em três fases, as quais correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação da mesma. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 128 *kN* e 176 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.03% e 0.08%. No sentido negativo os níveis ocorreram para cargas de 140 *kN* e 184 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.03% e 0.07%. O comportamento do painel nas diferentes fases pode ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear. O início desta fase está associado à rotura por deslizamento do interface superior, assim como, com a abertura da fenda diagonal. O pico de resistência coincide com o desenvolvimento de compressões da viga superior sobre a alvenaria, com a fendilhação do interface de ligação entre a alvenaria e os pilares, devida a tracção e a esmagamento, consoante o sentido de aplicação da carga, associados a esforços de corte provocados pelo deslocamento vertical descendente do pano de alvenaria face ao pilares. Nesta fase é atingido o pico de resistência do painel, alcançado para valores de carga de 176 *kN* no sentido positivo do ensaio e de 184 *kN* no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os *drifts* de 0.08% e 0.07%;
- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, apresenta um desenvolvimento com perda gradual de resistência, resultado da degradação dos materiais constituintes do painel.

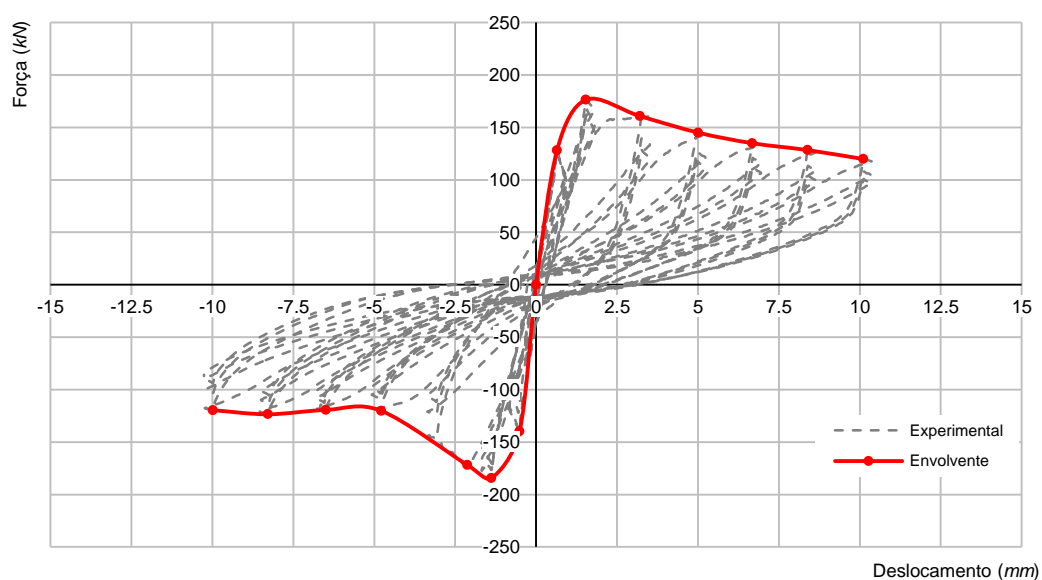
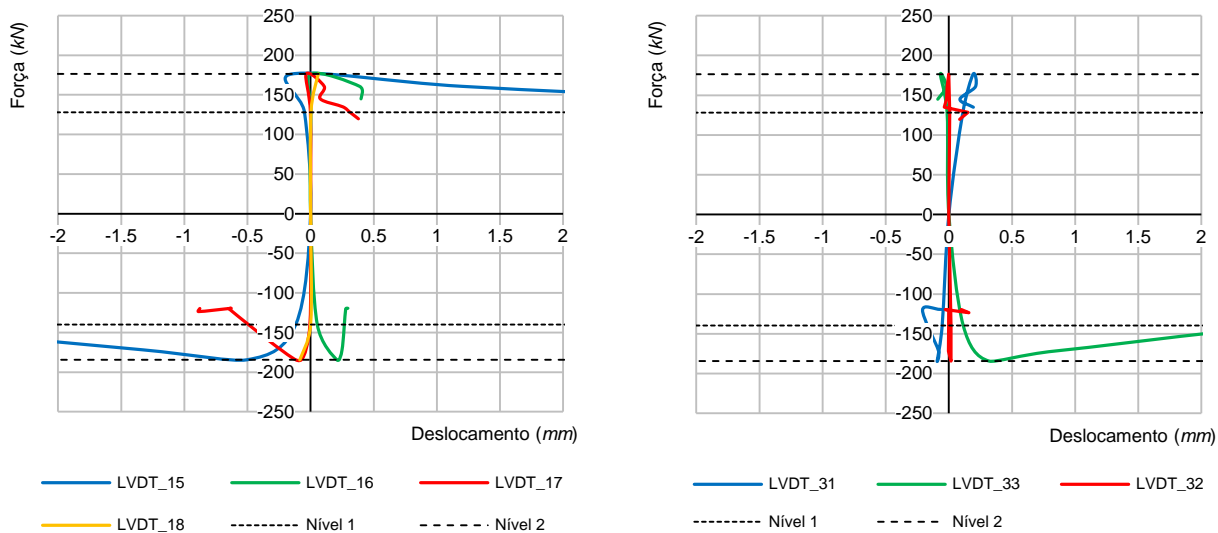


Figura 7.36 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_REF_02.



a) Canto superior esquerdo.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura 7.37 - Comportamento localizado do painel Wall_REF_02.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura 7.37 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto superior esquerdo do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.

No gráfico da Figura 7.37 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos do interface superior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (*LVDT_18*), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (*LVDT_17*), no esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_15*) e no escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_16*). Pela análise dos referidos gráficos, constata-se que o destacamento ou o esmagamento têm deslocamentos insignificantes, embora tenha sido possível observar visualmente os seus efeitos com a abertura de fendas no respectivo interface. Tal circunstância, terá sido devida ao reboco ter camuflado a abertura de fenda no local de aplicação do dispositivo de aquisição de dados. A partir da carga de pico é possível verificar no gráfico correspondente a existência de escorregamento da ligação entre o pilar e a alvenaria, tendo sido obtido um valor máximo próximo de 1.0 mm. Constata-se que a partir do primeiro nível de carga, no interface de ligação entre a viga superior e a alvenaria, começa a manifestar-se o escorregamento, enquanto o esmagamento do interface só se faz sentir a partir da carga de pico, tendo sido registado, em ambos os sentidos de aplicação de carga, valores médios de deslocamento próximos dos 0.4 mm. O escorregamento apresentou uma amplitude média no final do ensaio em cerca de 5.0 mm, para cada um dos sentidos, consoante o sentido de aplicação da carga.

No gráfico da Figura 7.37 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. É possível evidenciar, no sentido diagonal, entre o canto superior direito e o canto inferior esquerdo (*LVDT_33*), a existência de deslocamento no painel provocado pela

fenda diagonal, sendo manifestada a evolução desse deslocamento a partir do primeiro nível de carga, atingindo a sua máxima expressão no final do ensaio com um deslocamento na ordem de 9.0 mm, que corresponderá à espessura máxima da fenda diagonal gerada no ensaio. Regista-se a ausência de deslocamento no sentido vertical do painel (LVDT_32) e no sentido diagonal entre o canto superior esquerdo e o canto inferior direito (LVDT_31), devido à circunstância de o seu posicionamento não permitir a leitura da fenda diagonal.

Por se tratar de uma repetição comportamental, embora com valores quantitativos diferentes, não são apresentados os gráficos do canto superior direito. Por outro lado, por não terem sido constatados deslocamentos significativos não são apresentados os gráficos relativamente aos cantos inferiores direito (LVDT_01, LVDT_02, LVDT_03 e LVDT_04) e esquerdo (LVDT_21, LVDT_22, LVDT_23 e LVDT_24), pese embora o facto de ter sido detectado, no canto inferior esquerdo, um ligeiro movimento de levantamento e escorregamento do pano de alvenaria face à viga inferior no sentido negativo de aplicação das cargas, coincidindo com a carga de pico. Por fim importa referir, que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

A Tabela 7.3 apresenta, por procedimento, os resultados obtidos do ensaio no plano, que para cada nível de deslocamento consta de três ciclos de carga e descarga. Na tabela estão representados para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela 7.3 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_REF_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	128.1	139.8	0.65	0.51	0.032	0.026
2	176.4	184.4	1.54	1.39	0.077	0.069
3	160.8	171.8	3.21	2.13	0.160	0.106
4	145.0	120.2	5.01	4.79	0.250	0.239
5	134.9	119.4	6.67	6.49	0.334	0.325
6	128.4	123.5	8.39	8.28	0.419	0.414
7	119.8	119.6	10.11	9.98	0.506	0.499

7.4.2.1.2 Análise e discussão de resultados

Quando comparados os resultados obtidos nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento de resistência máxima, atingido no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 176 kN e 184 kN contra as resistências obtidas, para os sentidos correspondentes na parede de referência, cujos valores foram de 74 kN e 96 kN, isto é, o reboco contribuiu em média, com cerca de 115% no aumento da resistência, relativamente à patenteada pela solução de referência.

Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os drifts que correspondem às cargas máximas em cada um dos sentidos, verifica-se que na Wall_REF_02 estes ocorreram para valores de 0.08% e 0.09%, contra os valores de 0.30% e 0.51% da Wall_REF_01, o que à partida poderá significar que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Atendendo ao padrão de fendilhação observado, com evidência na fendilhação observada na cabeça dos pilares e no esmagamento da alvenaria no cantos superiores, é de admitir que o

padrão de fendilhação do painel no final do ensaio, possa ter tido um modo de rotura semelhante ao incluído na Categoria E3 dos modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45] (Ver Figura 3.9)

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano observado na zona superior dos pilares, onde se verificou o aparecimento de fendas de corte, tendo este processo evolutivo culminado com o colapso da cabeça do pilar, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, cujas causas resultam da interacção da alvenaria com o pórtico devidas à formação da escora diagonal, reflexo directo da rigidez no plano do pano de alvenaria, que usualmente não é tida em conta pela regulamentação que serve de base ao dimensionamento de estruturas de betão armado.

7.4.2.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_REF_02 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11, com as alterações introduzidas na estrutura de aplicação de carga relativas à substituição dos airbags pelo sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como foi mostrado na Figura 7.13. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores, estando apresentado na Figura 7.38 a evolução da força ao longo do tempo.

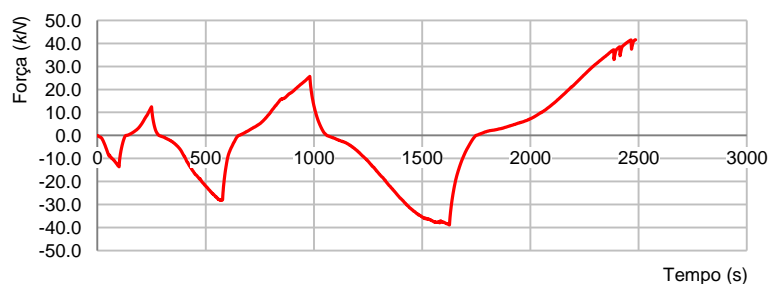
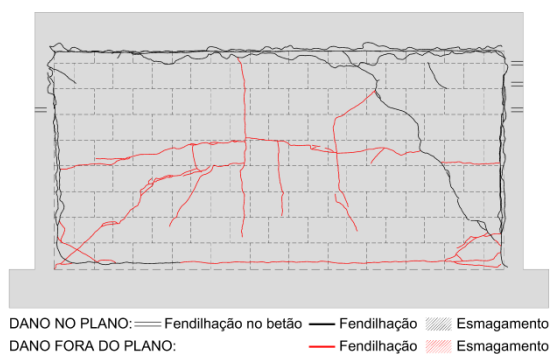


Figura 7.38 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

7.4.2.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentado na Figura 7.39 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.

Constata-se que a fendilhação observada após o ensaio apresentou um padrão caracterizado pelo desenvolvimento em toda a extensão do painel de uma fenda horizontal situada na zona central e de uma fenda principal vertical, situada na zona central do painel entre as vigas superior e inferior. Na metade inferior do painel foi possível observar dois alinhamentos de fendas, desenvolvendo-se diagonalmente de cada um dos cantos para a fenda horizontal. Acentuou-se neste ensaio, nos interfaces de ligação entre a alvenaria e o betão armado, a degradação da fendilhação resultante do ensaio no plano, assim como, no desenvolvimento da fendilhação no interface de ligação entre a viga inferior e o pano de alvenaria.



a) Mapa de fendas.

b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.39 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

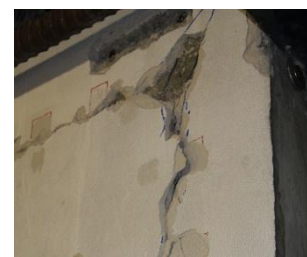
Na Figura 7.40, obtida após a desmontagem do painel de actuação de cargas, pode observar-se nos cantos superiores do painel, a separação entre o pano de alvenaria e o pórtico de betão, assim como, a fendilhação ocorrida no interface de ligação entre a viga inferior e o pano de alvenaria.



a) Canto superior esquerdo.



b) Interface inferior.



c) Canto superior direito.

Figura 7.40 - Fendilhação observada no painel Wall_REF_02.

Na Figura 7.41 é apresentado o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao do ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Nos referidos gráficos é possível evidenciar um comportamento aproximadamente linear no procedimento 1. Foram obtidas as cargas de 12.5 kN no sentido positivo do ensaio e de 13.6 kN no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os deslocamentos de 3.74 mm e 5.34 mm. No procedimento 2, no gráfico força *versus* deslocamento, verifica-se que o painel evidencia um comportamento não linear associado a uma perda significativa de rigidez. Foram obtidas as cargas de 25.7 kN no sentido positivo do ensaio e de 28.0 kN no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os deslocamentos de 17.85 mm e 19.85 mm. No procedimento final, mantem-se a curvatura da envolvente com uma inflexão semelhante ao procedimento anterior, sugerindo uma evolução da capacidade resistente do painel até cerca do deslocamento final imposto, que coincidiu com a carga máxima para cada um dos sentidos. Foram obtidas as cargas máximas de 41.6 kN no sentido positivo do ensaio e de 38.9 kN no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os deslocamentos máximos de 44.94 mm e 47.55 mm.

Na Tabela 7.4 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 mm, 25 mm, e 50 mm respectivamente para os procedimentos 1, 2 e 3.

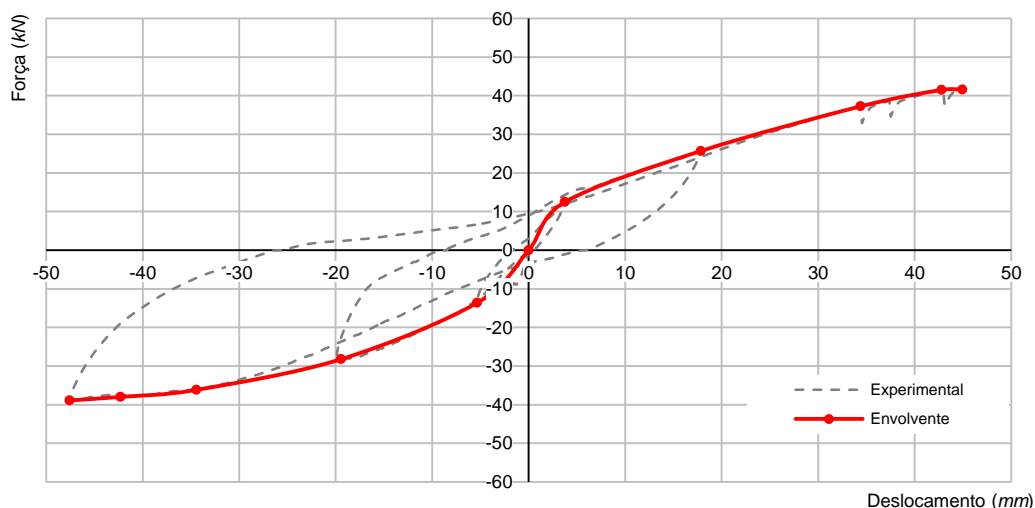


Figura 7.41 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

Tabela 7.4 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	12.5	13.6	10.0	3.74	5.34	0.22	0.31
2	25.7	28.0	25.0	17.85	19.85	1.05	1.17
3	41.6	38.9	50.0	44.94	47.55	2.64	2.80

7.4.2.2.2 Análise e discussão de resultados

No seguimento da apresentação de resultados será agora efectuada a análise e discussão dos mesmos. Assim, o ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, manifestado: pelo esmagamento das unidades de alvenaria junto aos cantos superiores; pela fenda diagonal entre a viga superior e a base do pilar direito; pela rotura total do interface de ligação entre a viga superior e a alvenaria; pela fendilhação dos interfaces laterais; e pela diversa fendilhação ocorrida na zona superior dos pilares. Assim, é expectável que o bordo inferior tenha condições de restringir os deslocamentos horizontais e verticais, enquanto os bordos laterais e superior, devido ao dano apresentado nos interfaces de ligação, não tenham capacidade de restringir a totalidade dos deslocamentos, mas sim uma determinada percentagem função da rigidez da respectiva ligação.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.42, Figura 7.43 e Figura 7.44).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, Wall_REF_01, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.45, Figura 7.46, Figura 7.47 e Figura 7.48).

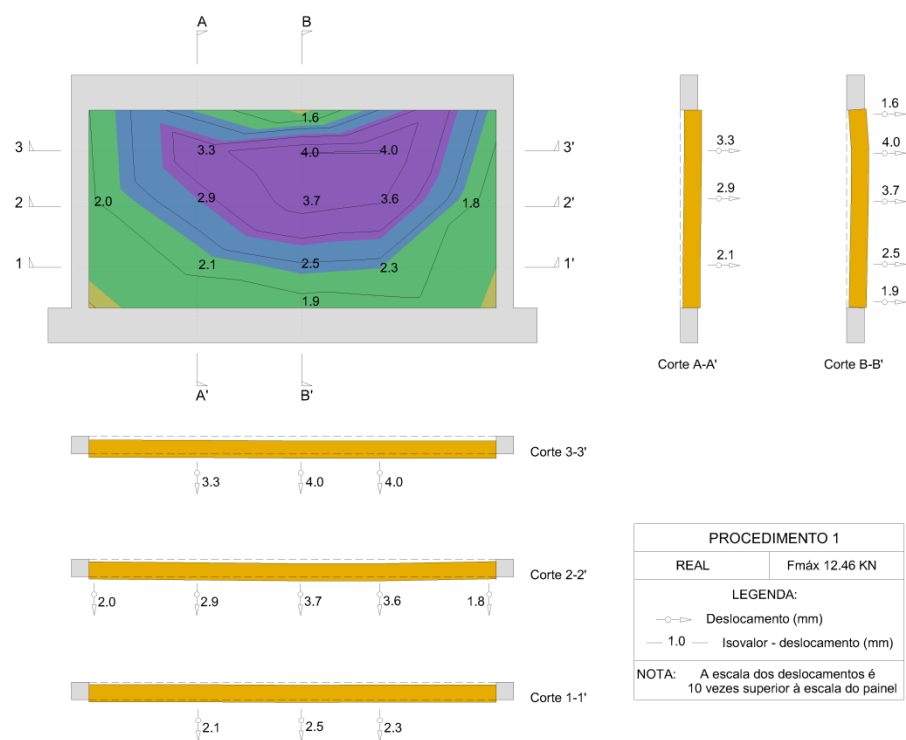


Figura 7.42 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

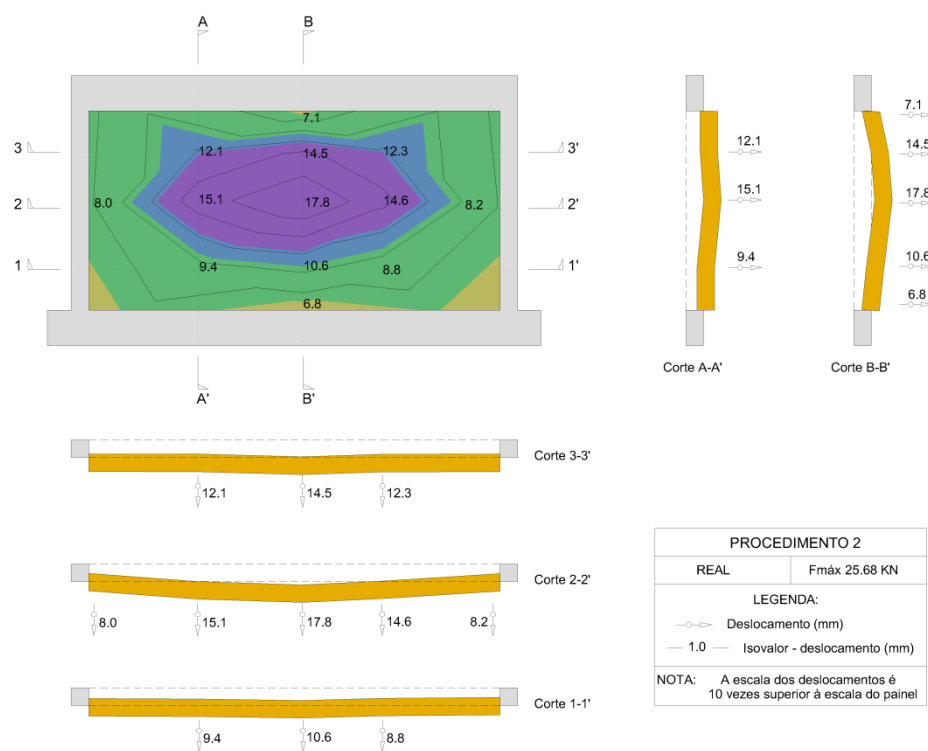


Figura 7.43 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

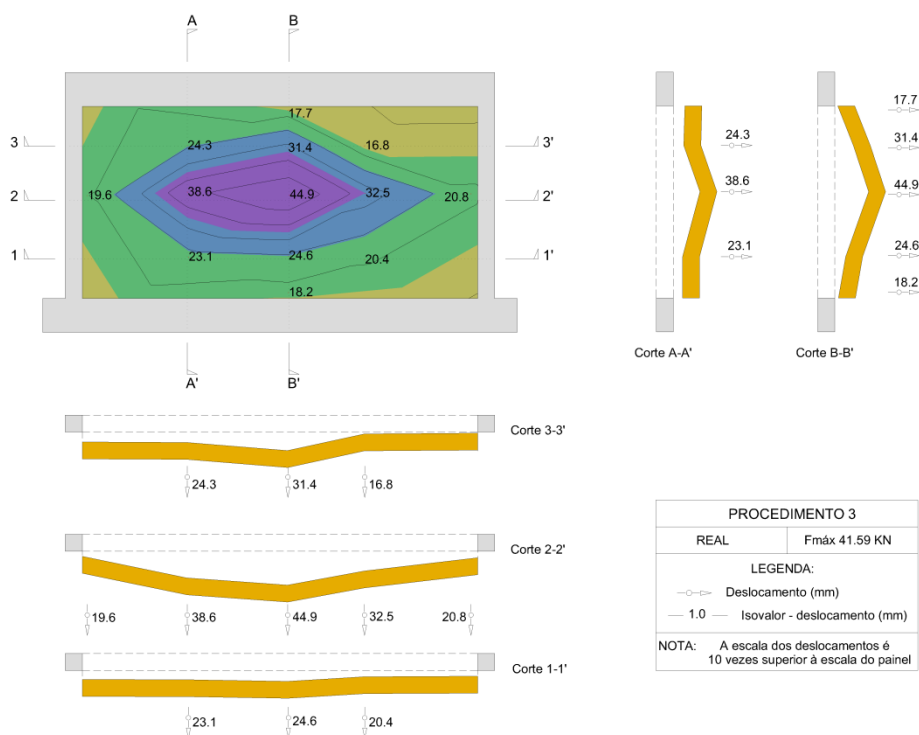


Figura 7.44 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_REF_02.

Pela análise do gráfico da Figura 7.45, à excepção da ligação da alvenaria à viga superior (LVDT_01), onde no sentido negativo de aplicação das cargas se verificou no procedimento 2 uma grande perda de rigidez, seguida de um ganho inesperado de rigidez no último procedimento, mesmo face aos outros interfaces, que poderia ter sido ocasionado pela restrição de movimento devido ao desenvolvimento de um eventual efeito de arco, constata-se que de uma forma geral os interfaces apresentam a mesma gama de deslocamentos, sendo a restrição de deslocamento realizada de uma forma mais ou menos uniforme função da rigidez. Pelas razões apontadas tudo leva a crer estarmos perante uma estrutura com um comportamento equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos.

Pela análise dos gráficos da Figura 7.46 onde pode constatar-se a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível verificar que na direcção horizontal, correspondendo ao "Alinhamento 5-9", as diversas posições de aquisição de deslocamento apresentam, nos diferentes diagramas força versus deslocamento, andamentos quase sobrepostos até ao procedimento 1. O procedimento 2 é caracterizado por uma perda de rigidez em relação ao procedimento anterior, traduzida por um maior deslocamento das diversas posições, sendo possível verificar um menor movimento dos bordos laterais (LVDT_05 e LVDT_09) face à zona central (LVDT_07), apresentando os dois pontos intermédios (LVDT_06 e LVDT_08) deslocamentos ligeiramente inferiores aos obtidos para a posição 7. No procedimento 3 é observada situação semelhante, mas caracterizada com uma perda de rigidez mais acentuada. Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao "Alinhamento 1-13", quando analisado o quadrante positivo, verifica-se de uma forma geral, o ocorrido para a direcção horizontal, isto é, a posição central (LVDT_07) é a que apresenta maior deslocamento, seguida das posições intermédias (LVDT_03 e LVDT_11), sendo os menores valores, os referentes aos apoios superior (LVDT_01) e inferior (LVDT_13).

Contudo, pelo observado relativamente ao comportamento dos interfaces de ligação, verifica-se no quadrante negativo, motivado pelo comportamento do interface superior (*LVDT_01*) no procedimento 2, um maior deslocamento que, associado a um comportamento semelhante ao evidenciado no quadrante positivo pelos restantes pontos de leitura, evidenciará uma curvatura própria de um bordo superior livre. Registe-se no entanto, que com o procedimento 3 esta situação é recuperada, verificando-se algum ganho na mobilização de apoio. A fenomenologia observada, conjuntamente com a análise dos mapas de deslocamento, deixa antever para a parede um comportamento muito próximo de uma estrutura comparável a uma laje apoiada em quatro bordos. Tal comportamento parecer ser de igual modo corroborado, quando são analisados os gráficos da Figura 7.47 e da Figura 7.48.

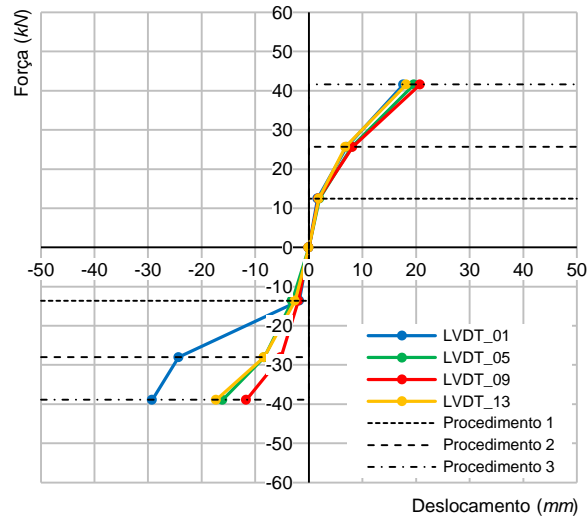
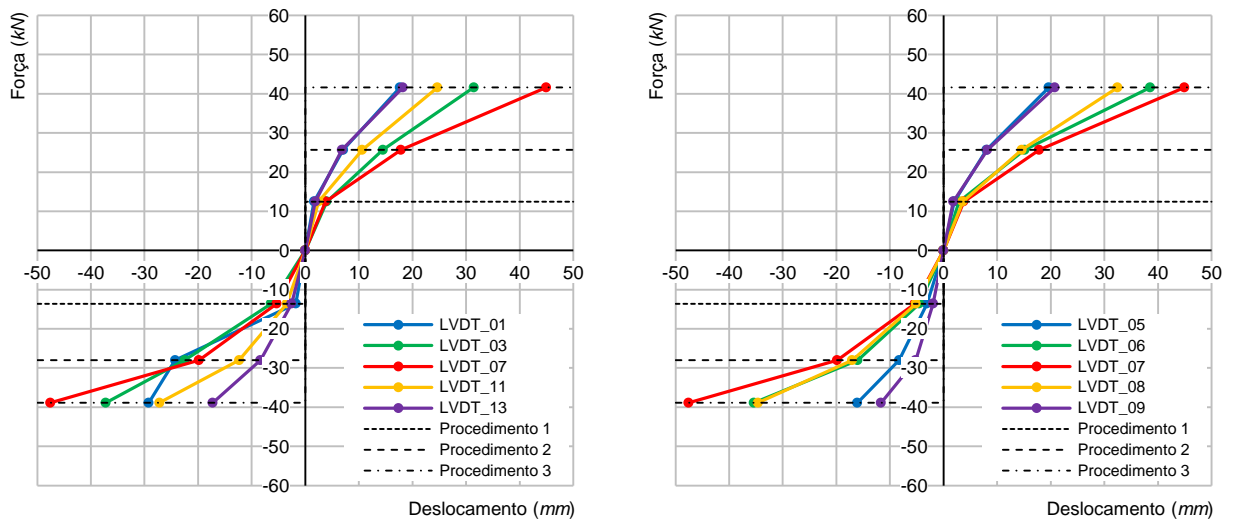


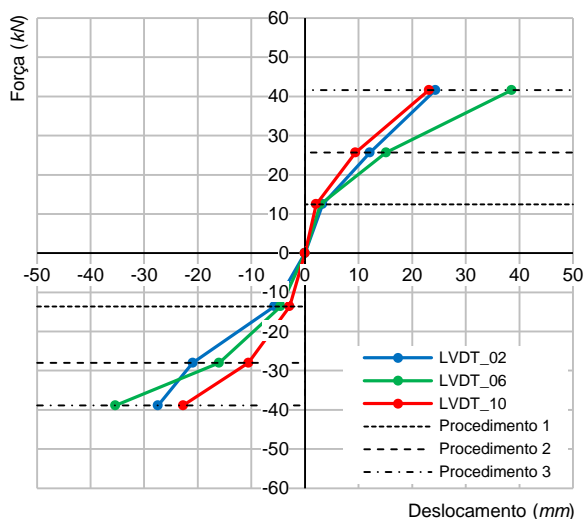
Figura 7.45 - Comportamento do painel nas zonas de interface.



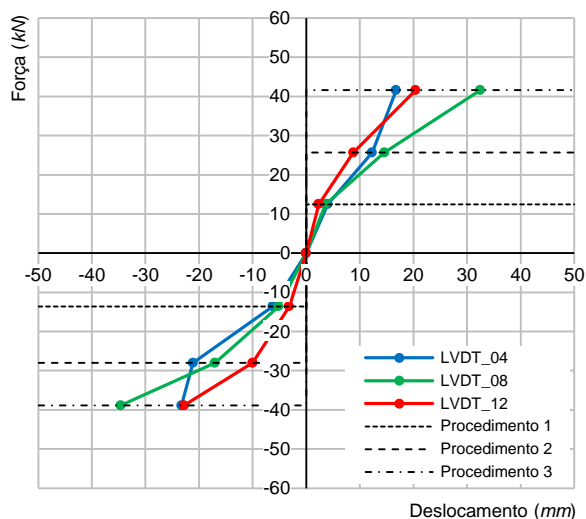
a) Alinhamento 1-13.

b) Alinhamento 5-9.

Figura 7.46 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.

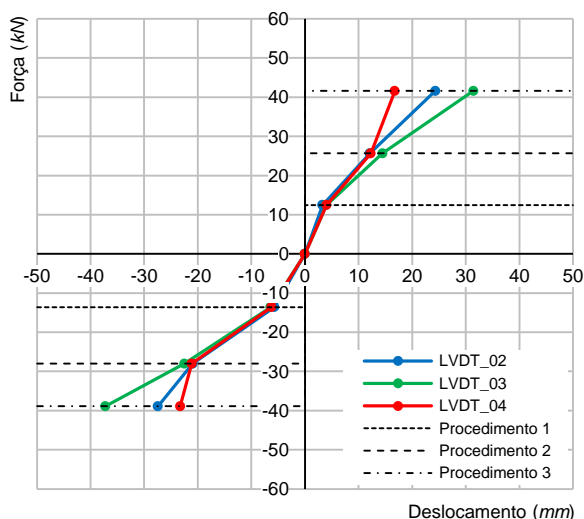


a) Alinhamento 2-10.

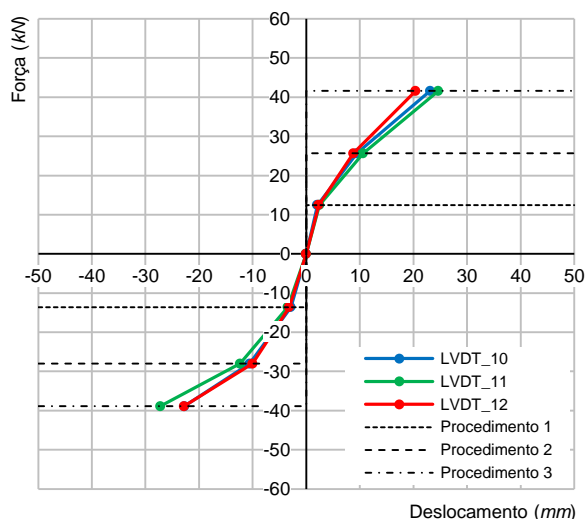


b) Alinhamento 4-12.

Figura 7.47 - Evolução da rigidez na direcção vertical.



a) Alinhamento 2-4.



b) Alinhamento 10-12.

Figura 7.48 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura 7.45, Figura 7.46, Figura 7.47 e Figura 7.48), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, verifica-se que o modelo estrutural desenvolvido pelo painel parece ter correspondência com uma laje apoiada em quatro bordos, os quais apresentam capacidades muito próximas de restringir o deslocamento horizontal, função da rigidez encontrada para cada um deles, sendo o bordo superior, pela irregularidade demonstrada no sentido negativo de aplicação da carga, aquele que pior manifestou essa capacidade.

Por último, regista-se que o painel Wall_REF_02, associado à manifestação de valores de deslocamento significativamente inferiores, um aumento da capacidade resistente face à parede de referência Wall_REF_01, que se cifrou em cerca de 240% merce da influência do reboco.

7.4.3 Painéis tipo Wall_JAR

Foram construídos dois painéis com a solução construtiva do tipo Wall_JAR: o Wall_JAR_01; e o Wall_JAR_02. Neste capítulo serão apresentados os resultados do ensaio do painel Wall_JAR_02, sendo apresentados em anexo, na secção B.2, os resultados relativos ao painel Wall_JAR_01. O painel Wall_JAR_02 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_JAR_02, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de novas variáveis resultantes da solução construtiva adoptada. Assim sendo, as variáveis de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis são o reboco e a armadura aplicada nas juntas de assentamento das unidades de alvenaria.

7.4.3.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_JAR_02 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 2. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; e 0.50%.

7.4.3.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura 7.49 a síntese do dano observado através do mapa de fendilhação e da imagem do painel após o ensaio.

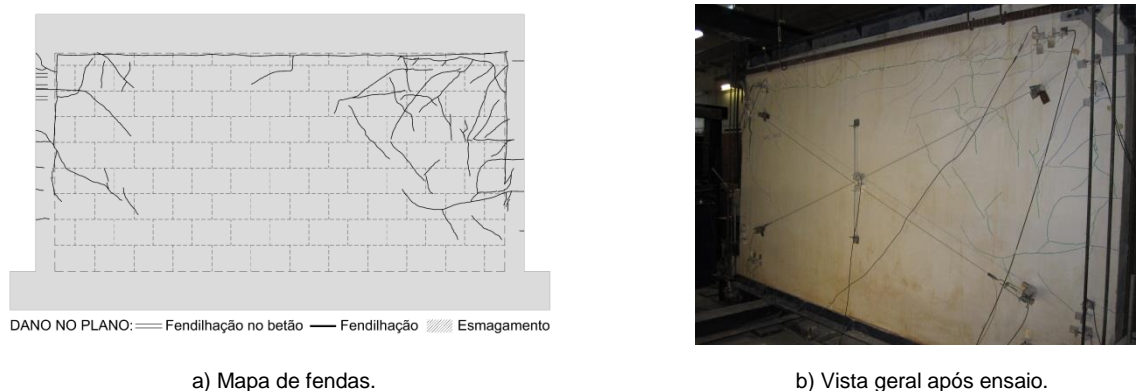


Figura 7.49 - Padrão de fendilhação do painel Wall_JAR_02.

Pode constatar-se no pano de alvenaria que a montante do sentido de aplicação da carga, isto é, no canto superior direito desenvolveram-se todo um conjunto de fendas com destacamento do reboco que evidenciam o esmagamento dessa área, motivado pelo desenvolvimento da componente diagonal da força aplicada no painel. No canto superior esquerdo, embora com menor expressão verifica-se uma situação análoga, devido ao carregamento em sentido contrário. Os interfaces laterais apresentam fendilhação até cerca de meia altura do pilar, que resultaram de um processo de esmagamento e tracção num dos lados e o inverso no lado

oposto, mediante o sentido de aplicação da carga. O pequeno desenvolvimento vertical deste tipo de fendilhação terá certamente explicação na amarração da armadura de junta no pilar. No interface superior ocorreu um colapso generalizado devido ao esmagamento e escorregamento provocados pela viga superior sobre o pano de alvenaria que originaram o desenvolvimento de forças de corte que destruíram as respectivas ligações. No pórtico de betão armado foi possível observar fendilhação diversa na zona superior de ambos pilares, chegando mesmo a haver destacamento do betão, deixando antever a ocorrência de fenómenos de instabilidade relacionados com o conceito de pilar curto. Na Figura 7.50 mostram-se alguns dos danos ocorridos, evidenciando-se nos cantos superiores a fendilhação no reboco, resultante da manifestação do fenómeno de esmagamento por compressão diagonal, assim como, a rotura do interface superior por deslizamento e compressão e a fendilhação dos laterais por tracção e esmagamento.



a) Canto superior esquerdo.

b) Interface superior.

c) Canto superior direito.

Figura 7.50 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_02.

Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura 7.51 e pela evolução dos deslocamentos apresentados na Figura 7.52, o comportamento do painel, até à conclusão do ensaio, pode ser descrito em três fases, as quais correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação da mesma. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 98 kN e 202 kN, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.26%. No sentido negativo os níveis ocorreram para cargas de 104 kN e 212 kN, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.22%. O comportamento do painel nas diferentes fases pode ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear. O início desta fase está associado ao desenvolvimento da fendilhação diagonal, coincidindo o pico de resistência com o esmagamento do interface superior por acção da viga sobre a alvenaria e por fenómenos de tracção e esmagamento associados a corte nos interfaces laterais. Nesta fase é atingida a resistência máxima do painel, alcançada para valores de carga de 202 kN no sentido positivo do ensaio e de 212 kN no sentido negativo, correspondendo, respectivamente, os *drifts* de 0.26% e 0.22%;
- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, apresenta um desenvolvimento com perda gradual de resistência, correspondendo à degradação dos materiais constituintes do painel.

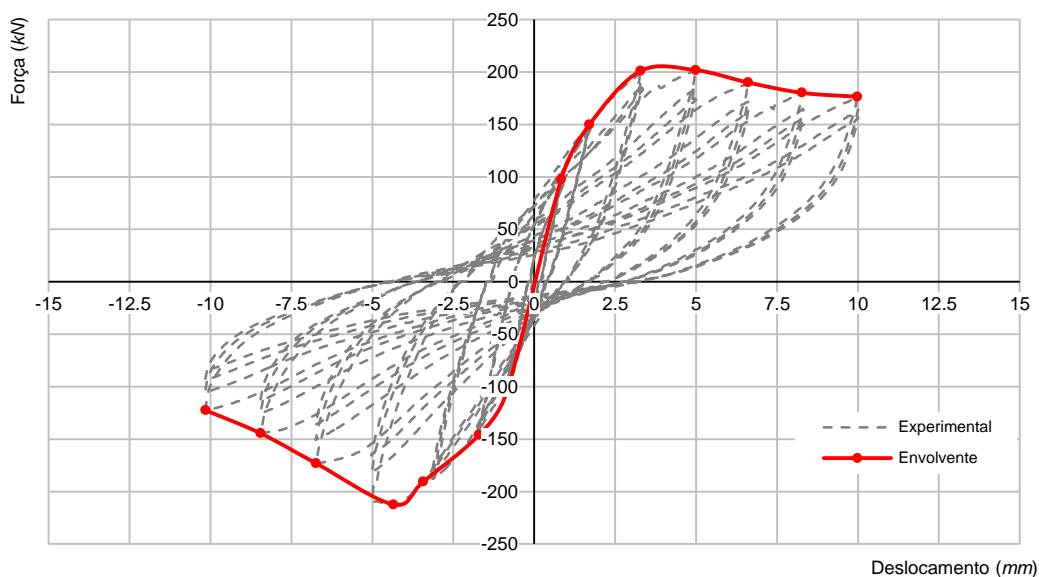
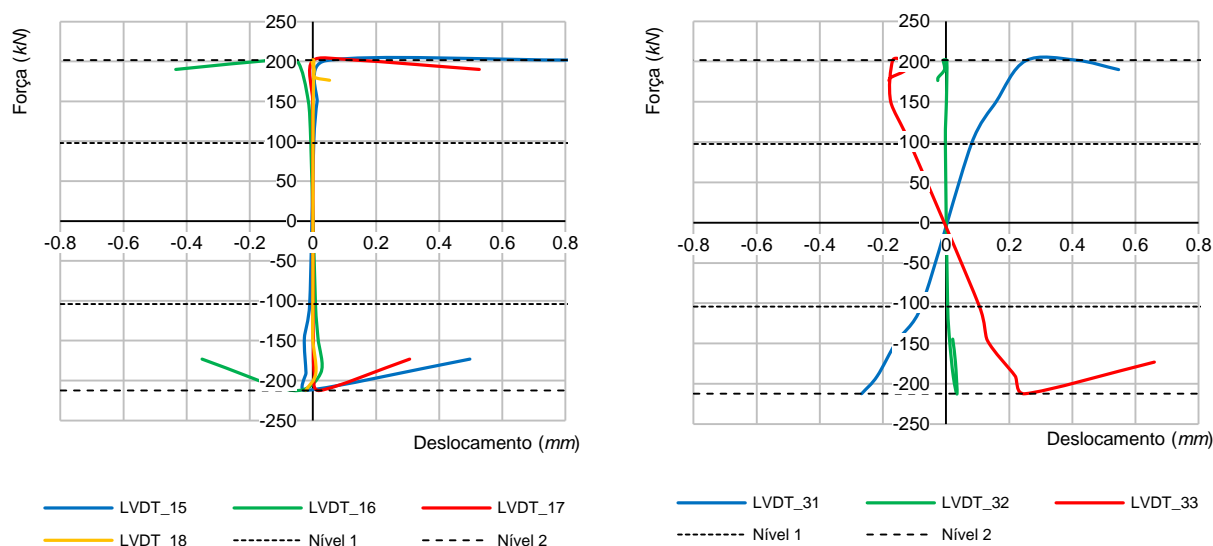


Figura 7.51 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_JAR_02.



a) Canto superior esquerdo.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura 7.52 - Comportamento localizado do painel Wall_JAR_02.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura 7.52 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto superior esquerdo do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.

No gráfico da Figura 7.52 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos da interface superior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e

a alvenaria (LVDT_18), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (LVDT_17), no esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_16) e no escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_15). Pela análise dos referidos gráficos, verifica-se que os interfaces laterais apresentam deslocamentos horizontais insignificantes, facto esse, que não estará alheio à existência da armadura de junta, enquanto no sentido vertical é possível observar deslocamentos descendentes que atingem cerca de 0.5 mm, sendo possível verificar a existência de fendilhação “aberta” com valores próximos os 0.2 mm. Por outro lado, relativamente aos interfaces horizontais é possível verificar a existência de escorregamento entre a viga superior e a alvenaria, tendo esse escorregamento no final um valor máximo de cerca de 1.0 mm (por razões de escala gráfica o diagrama do LVDT_15 só é apresentado até ao deslocamento de 0.8 mm, embora atinga o deslocamento de 1.0 mm) e um valor residual (escorregamento não recuperado) de 0.5 mm. Por fim importa destacar o esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_16), tendo sido nesse sentido registado, em ambos os sentidos de aplicação de carga, após a ocorrência da carga de pico, valores de deslocamento próximos dos 0.4 mm.

No gráfico da Figura 7.52 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. Regista-se a ausência de deslocamento no sentido vertical do painel (LVDT_32), contudo nas duas outras direcções de leitura é possível constatar uma evolução constante dos deslocamentos do pano de alvenaria, desde o início do ensaio até à carga de pico, atingindo um valor máximo de cerca de 0.6 mm para o *drift* máximo do ensaio. Apesar deste movimento poder estar algo camuflado pelo posicionamento dos dispositivos de aquisição de deslocamento, destaca-se o nível de deslocamento da alvenaria quando comparada com a do conjunto (deslocamento máximo de 0.6 mm contra os 10.2 mm do conjunto).

Por se tratar de uma repetição comportamental, com valores quantitativos da mesma grandeza, não são apresentados os gráficos do canto superior direito. Por outro lado, por não terem sido constatados deslocamentos não são apresentados os gráficos relativamente aos cantos inferiores direito (LVDT_01, LVDT_02, LVDT_03 e LVDT_04) e esquerdo (LVDT_21, LVDT_22, LVDT_23 e LVDT_24). Por fim importa referir, que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

Na Tabela 7.5 encontra-se resumido numericamente o ocorrido no ensaio, estando apresentados por procedimento, os valores máximos dos deslocamentos obtidos no ensaio em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela 7.5 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_JAR_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	97.6	104.2	0.86	0.85	0.043	0.043
2	149.9	146.1	1.70	1.69	0.085	0.085
3	201.0	190.5	3.40	3.39	0.170	0.170
4	201.8	212.4	5.10	4.45	0.255	0.223
5	190.0	173.1	6.80	6.79	0.340	0.340
6	180.2	144.5	8.50	8.48	0.425	0.424
7	176.4	122.5	10.20	10.18	0.510	0.509

7.4.3.1.2 Análise e discussão de resultados

Regista-se o valor mais elevado observado na resistência da Wall_JAR_02 face à Wall_JAR_01. Quando comparados os resultados obtidos nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento de resistência máxima, atingido no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 202 *kN* e 212 *kN* contra as resistências obtidas, para os sentidos correspondentes na parede de referência, cujos valores foram de 74 *kN* e 96 *kN*. O reboco e armadura de junta contribuíram em média com cerca de 140% no aumento da resistência.

Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os *drifts* que correspondem às cargas máximas em cada um dos sentidos, verifica-se que na Wall_JAR_02 estes ocorreram para valores de 0.26% e 0.22%, contra os valores de 0.30% e 0.51% da Wall_REF_01, o que à partida poderá significar que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Atendendo ao padrão de fendilhação observado, com evidência na rotura observada na cabeça do pilar e no esmagamento da alvenaria no canto superior direito, é de admitir que o padrão de fendilhação do painel no final do ensaio, possa ter tido um modo de rotura semelhante ao incluído na Categoria E3 dos modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45] (Ver Figura 3.9)

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano observado na zona superior dos pilares, onde se verificou o aparecimento de fendas de corte no pilar, tendo este processo evolutivo culminado com o colapso da cabeça do pilar, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, cujas causas resultam da interacção da alvenaria com o pórtico devidas à formação da escora diagonal, reflexo directo da rigidez no plano do pano de alvenaria.

7.4.3.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_JAR_02 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11, com as alterações introduzidas na estrutura de aplicação de carga relativas à substituição dos airbags pelo sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como foi mostrado na Figura 7.13. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores, estando apresentado na Figura 7.53 a evolução da força ao longo do tempo.

Relativamente ao dano prévio introduzido pelo ensaio no plano, os painéis desta solução construtiva, Wall_JAR_01 e Wall_JAR_02, não foram solicitados para os mesmos valores de *drift*. Ao painel Wall_JAR_02 foi imposto um valor máximo de *drift* de 0.6%, enquanto ao painel Wall_JAR_01, devido a problemas técnicos, foi imposto um *drift* de 2.5%. Esta alteração involuntária do esquema de ensaio teve consequências directas no dano produzido em cada um dos painéis no ensaio no plano, implicando certamente uma diferenciação no desempenho de cada um dos painéis no ensaio para fora do plano.

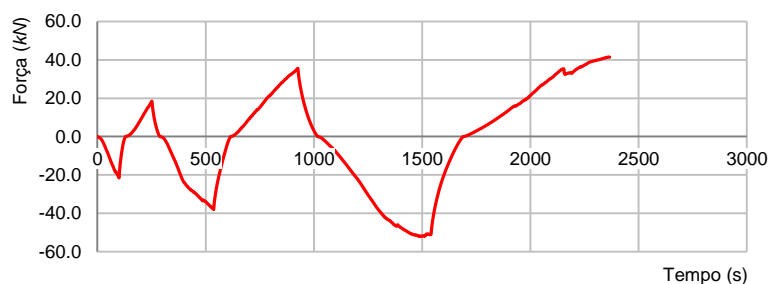
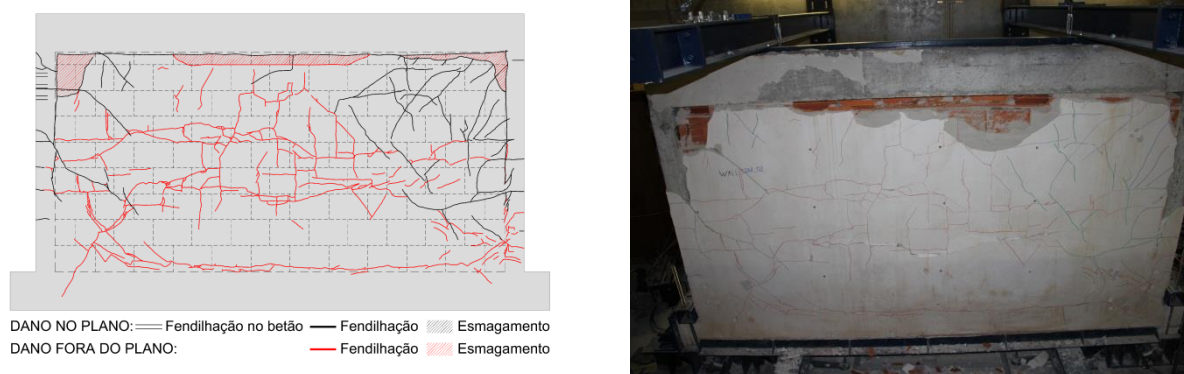


Figura 7.53 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

7.4.3.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentado na Figura 7.54 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.



a) Mapa de fendas.

b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.54 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

Embora o padrão de rotura observado no final do ensaio, não evidencie tão claramente como o do painel Wall_JAR_01, uma laje apoiada em quatro bordos sujeita a uma carga perpendicular ao seu plano, é possível distinguir-se uma linha principal de fendilhação horizontal a meio, levando a crer que a capacidade resistente se esgotou na direcção vertical. Constata-se, também uma fendilhação generalizada de todos os interfaces.

Na Figura 7.55, obtida após a desmontagem do painel de actuação de cargas, pode observar-se o colapso parcial das unidades do canto superior esquerdo, e o colapso generalizado das meias unidades de alvenaria da última fiada com destruição completa do interface superior, assim como, a fenda ocorrida na base da parede de alvenaria.

Na Figura 7.56 é apresentado o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Analisando o referido gráfico, nomeadamente o desenvolvimento da envolvente é de admitir que os valores de carga máxima possam ser ligeiramente superiores, pois a capacidade resistente do painel não entrou na direcção descendente. Contudo, pela comparação com a curva de capacidade obtida para a Wall_JAR_01 e pelo desenvolvimento do gráfico experimental, tudo leva a crer, se o esquema de ensaio o tivesse permitido, que a continuação

da envolvente seria certamente na direcção descendente. Assim, e no respeito das considerações anteriores, é possível evidenciar um comportamento aproximadamente linear no procedimento 1, onde para os sentidos positivo e negativo se obtiveram, respectivamente, os deslocamentos de 4.65 mm e 4.73 mm. No procedimento 2, no gráfico força versus deslocamento, verifica-se uma perda de rigidez. Os deslocamentos obtidos foram de 18.97 mm e 17.98 mm, respectivamente para os sentidos positivo e negativo, aos quais corresponderam as cargas de 35.6 kN e 38.1 kN. No procedimento final, continua a verificar-se uma evolução da capacidade resistente do painel, mas com uma perda de rigidez acentuada, sendo atingida a carga máxima de 41.4 kN e 52.1 kN, respectivamente, nos sentidos positivo e negativo, sendo no sentido positivo o valor encontrado comum à envolvente e à curva experimental.



a) Sector esquerdo do painel.

b) Zona inferior.

c) Sector direito do painel.

Figura 7.55 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_02.

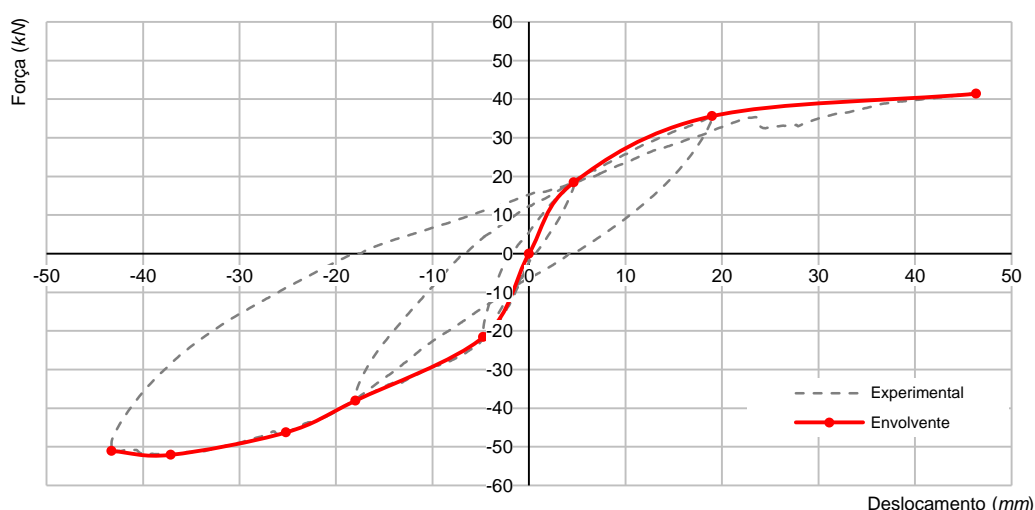


Figura 7.56 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

Na Tabela 7.6 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 mm, 25 mm, e 50 mm respectivamente para os procedimentos 1, 2 e 3.

Tabela 7.6 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	18.4	21.6	10	4.65	4.73	0.23	0.24
2	35.6	38.1	25	18.97	17.98	0.95	0.90
3	41.4	51.1	50	46.36	43.24	2.32	2.16

7.4.3.2.2 Análise e discussão de resultados

O ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano manifestado: pelo desenvolvimento de fendas nos cantos superiores; pela fendilhação dos interfaces laterais até cerca de meia altura do pilar; pelo colapso generalizado do interface superior; e pela diversa fendilhação na zona superior dos pilares. Assim é expectável que o bordo inferior tenha condições de restringir os deslocamentos horizontais e verticais, enquanto os bordos laterais e superior, devido ao dano apresentado nos interfaces de ligação, não tenham capacidade de restringir a totalidade dos deslocamentos, mas sim uma determinada percentagem função da rigidez da respectiva ligação, o que no presente caso dada a presença da armadura de junta essa capacidade poderá não ter sido comprometida. Nesta circunstância o referido painel poderia ser assimilado a uma laje apoiada em quatro bordos, cuja capacidade de mobilizar apoio de cada um dos bordos é função do dano sofrido no ensaio no plano.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.57, Figura 7.58 e Figura 7.59).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, Wall_REF_01, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.60, Figura 7.61, Figura 7.62 e Figura 7.63).

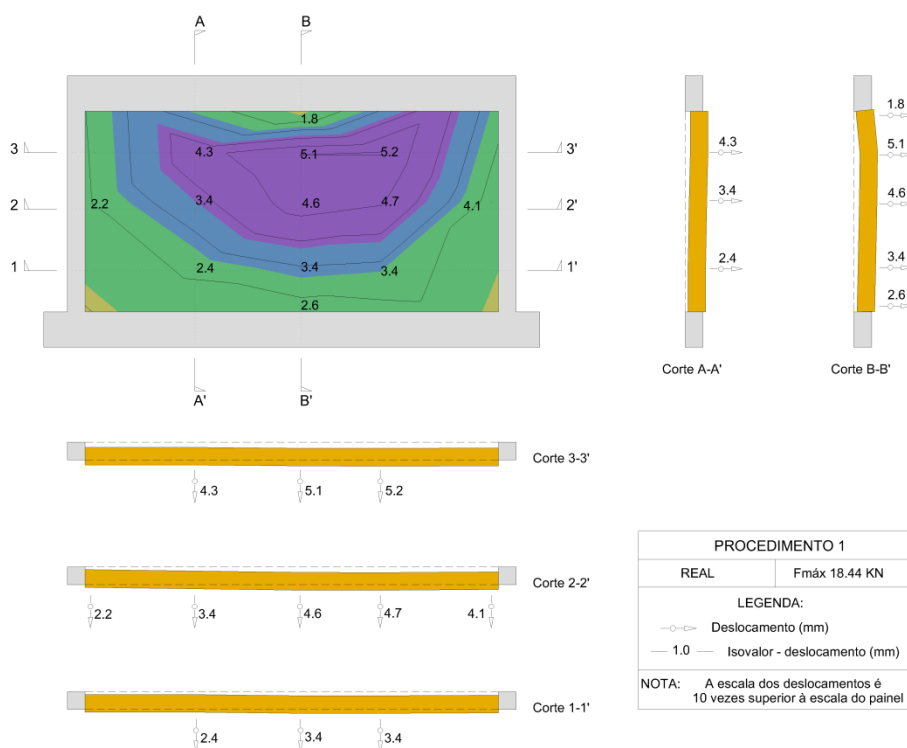


Figura 7.57 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

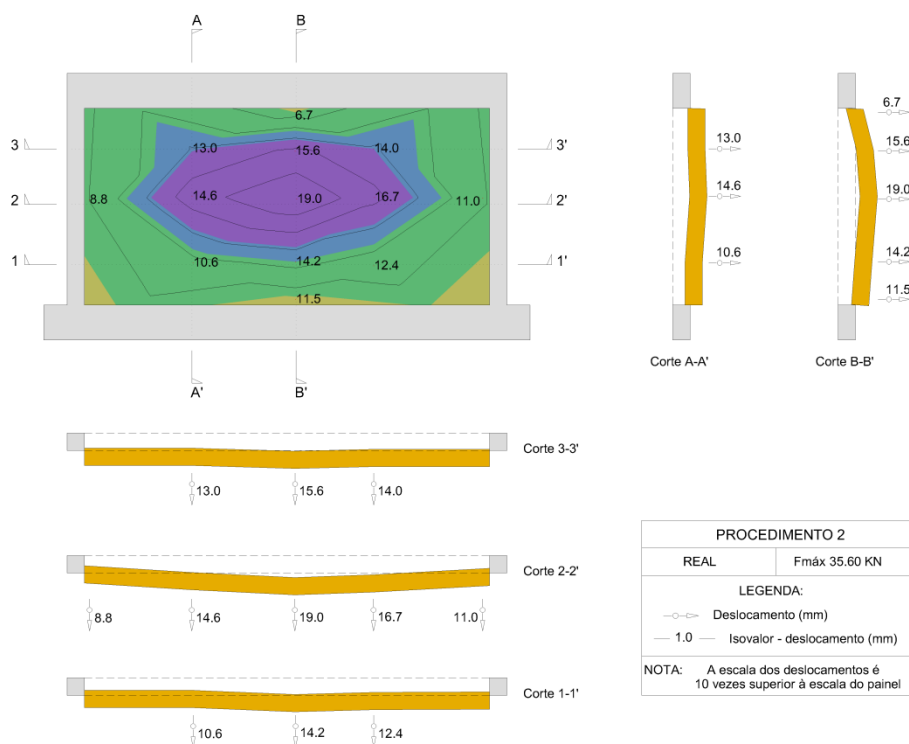


Figura 7.58 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

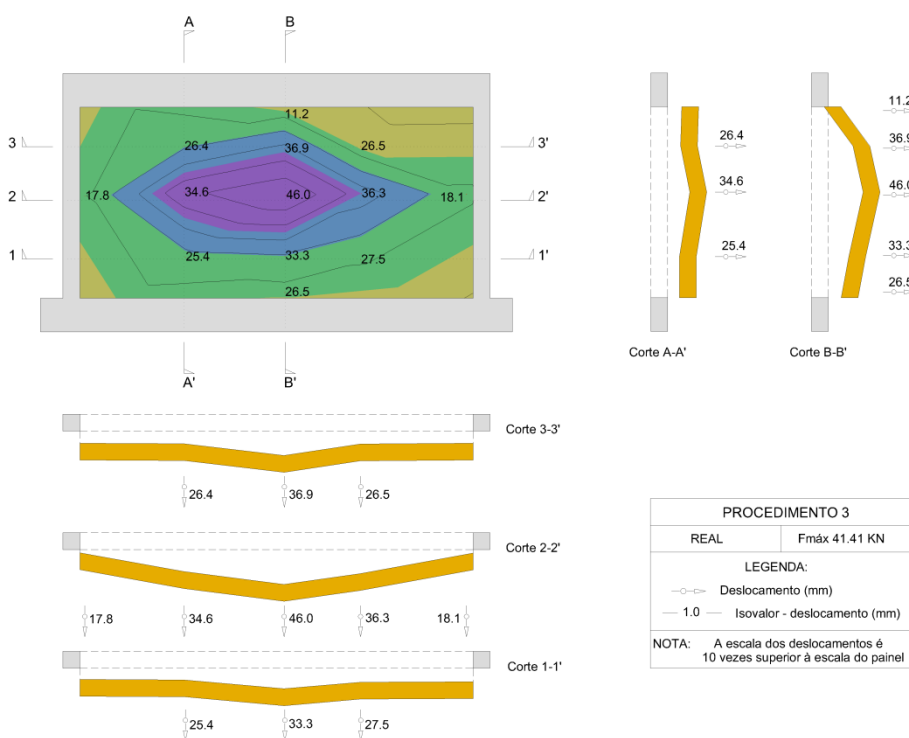


Figura 7.59 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_02.

Pela análise do gráfico da Figura 7.60, constata-se que a partir do procedimento 1 os interfaces apresentaram, ao longo dos níveis seguintes, uma acentuada quebra de rigidez, situação que não será alheia à ausência de mobilização do efeito de arco do pano de alvenaria na viga superior, o que concorreu para que o melhor comportamento observado tenha sido o referente às ligações dos bordos laterais, pois seriam aquelas que por influência da armadura de junta poderiam mobilizar apoio de forma mais eficaz. Registe-se que atendendo ao desenho da armadura de junta, ser em forma de treliça, proporciona na ligação a capacidade de poder absorver a componente de tracção, do binário relativo ao momento mobilizado no apoio, qualquer que seja o sentido de aplicação da carga. Pelas razões apontadas e pela fendilhação observada, nomeadamente a relativa à fenda de flexão horizontal, tudo leva a crer estarmos perante uma estrutura com o comportamento equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos, onde o melhor desempenho das diferentes ligações incidiu nas ligações laterais, situação que poderá ser corroborada pelo comportamento menos resistente que o painel apresentou na direcção vertical.

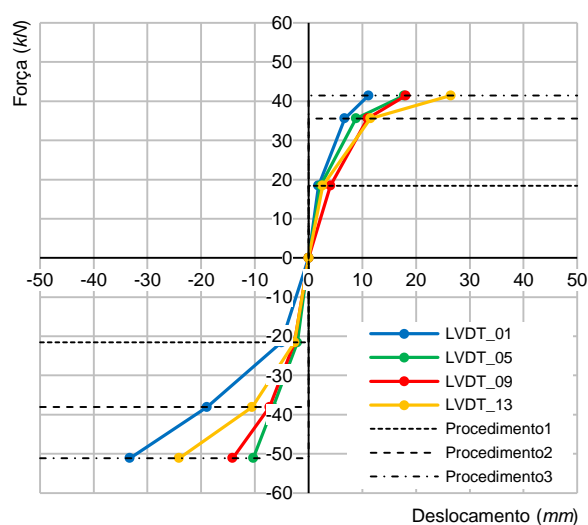
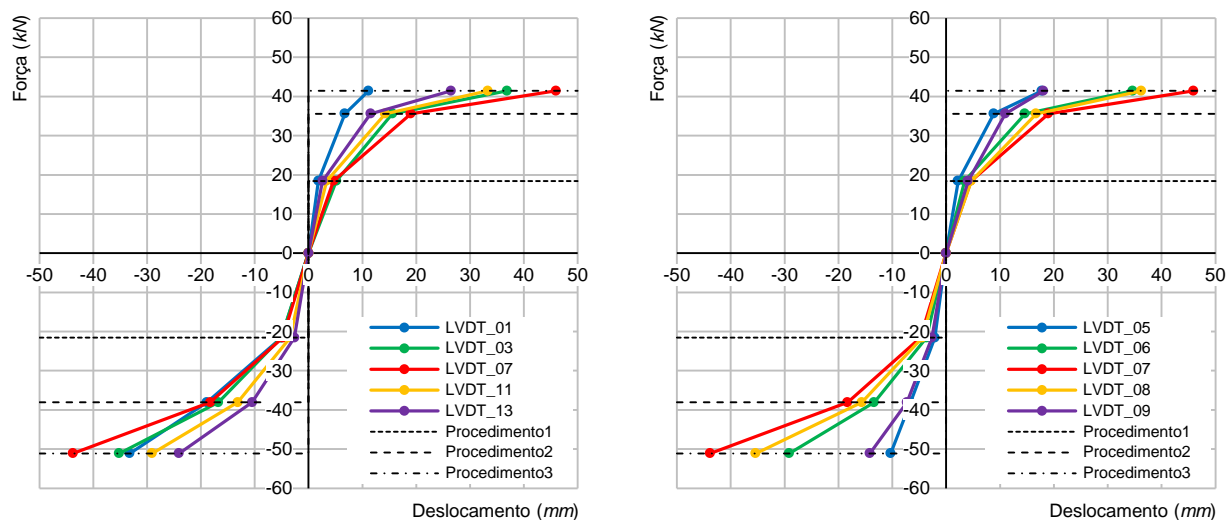


Figura 7.60 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

Pela análise dos gráficos da Figura 7.61 onde pode constatar-se a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir para a direcção horizontal, a qual corresponde ao “*Alinhamento 5-9*”, que a partir do procedimento 1, os interfaces apresentaram ao longo dos diferentes níveis uma acentuada quebra de rigidez. Como já referido, assinala-se no entanto, o bom comportamento observado junto aos bordos laterais (*LVDT_05* e *LVDT_09*), mercê da influência da armadura de junta. Nos diferentes procedimentos é possível observar um idêntico escalonamento das diferentes posições de aquisição de dados. Assim sendo, verifica-se um menor movimento dos bordos laterais (*LVDT_05* e *LVDT_09*) face à zona central (*LVDT_07*), apresentando os dois pontos intermédios (*LVDT_06* e *LVDT_08*) deslocamentos ligeiramente inferiores aos obtidos para a posição 7. Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, verifica-se, na mesma linha de comportamento, que a partir do procedimento 1, os interfaces apresentaram ao longo dos diferentes níveis uma acentuada quebra de rigidez. Verifica-se o ocorrido para a direcção horizontal, isto é, a posição central (*LVDT_07*) é a que apresenta maior deslocamento, seguida das posições intermédias (*LVDT_03* e *LVDT_11*), sendo os menores valores, os referentes aos apoios superior (*LVDT_01*) e inferior (*LVDT_13*). Assim, pela fenomenologia observada, conjuntamente com a análise dos mapas de deslocamento,

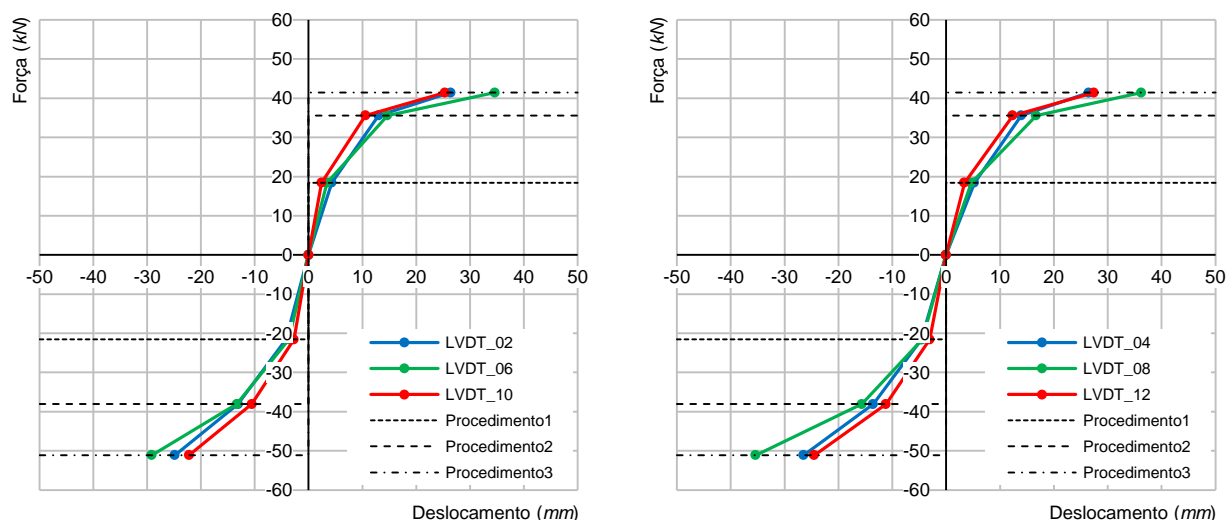
deixa antever para a parede um comportamento muito próximo de uma estrutura assemelhada a uma laje apoiada em quatro bordos. Tal comportamento parece ser de igual modo corroborado, quando são analisados os gráficos da Figura 7.62 e da Figura 7.63.



a) Alinhamento 1-13.

b) Alinhamento 5-9.

Figura 7.61 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.



a) Alinhamento 2-10.

b) Alinhamento 4-12.

Figura 7.62 - Evolução da rigidez na direcção vertical.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura 7.57, Figura 7.58 e Figura 7.59), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, verifica-se que o modelo estrutural do painel parece ter correspondência com uma laje apoiada em quatro bordos, os quais apresentam capacidades distintas de restringir o deslocamento horizontal, função da rigidez encontrada para cada um deles, sendo o bordo inferior no sentido negativo de aplicação da carga e os bordos inferior e o superior no sentido positivo de aplicação da carga, aqueles que melhor manifestaram essa capacidade.

Regista-se que o painel Wall_JAR_02, associado à manifestação de valores de deslocamento significativamente inferiores, um aumento da capacidade resistente face à parede de referência Wall_REF_01, que se cifrou em cerca de 320%, enquanto relativamente à parede do mesmo tipo, Wall_JAR_01, esse aumento foi cerca de 10%.

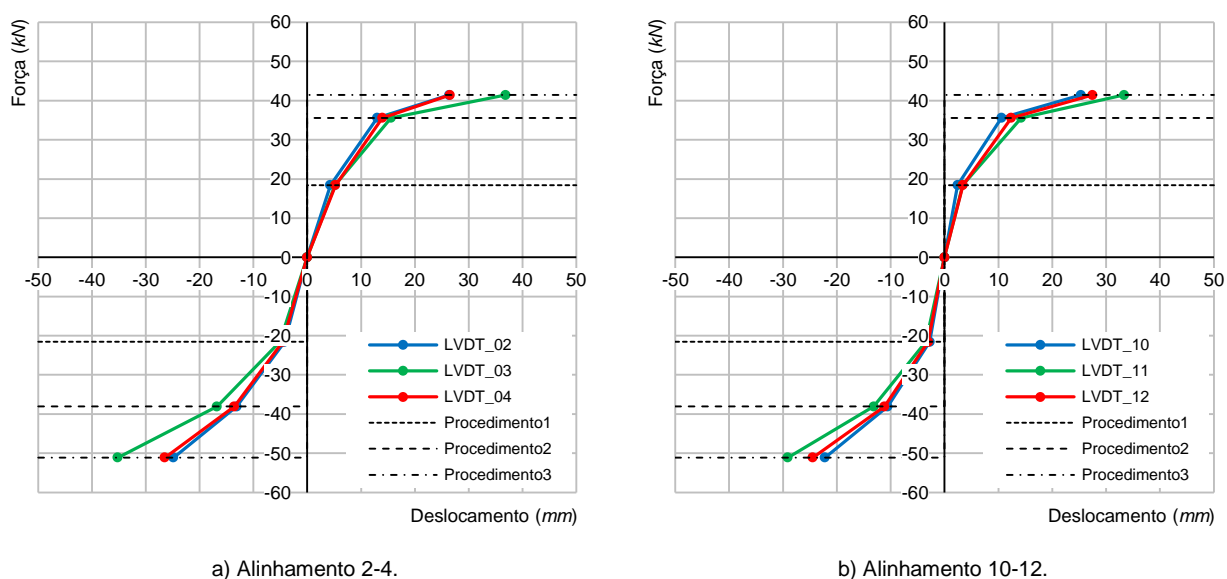


Figura 7.63 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

7.4.4 Painéis tipo Wall_RAR

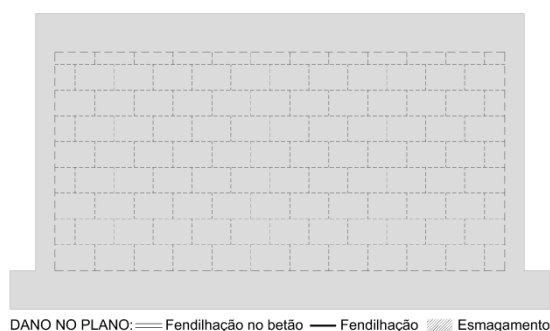
Foram construídos dois painéis com a solução construtiva do tipo Wall_RAR: o Wall_RAR_01; e o Wall_RAR_02. Neste capítulo serão apresentados os resultados do ensaio do painel Wall_RAR_02, sendo apresentados em anexo, na secção B.2, os resultados relativos ao painel Wall_RAR_01. O painel Wall_RAR_02 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_RAR_02, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de novas variáveis resultantes da solução construtiva adoptada. Assim sendo, as variáveis de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis são o reboco e a armadura integrante.

7.4.4.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_RAR_02 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 2. Contudo para eliminar os problemas surgidos no decurso do ensaio da parede Wall_RAR_01, os dispositivos de aquisição de deslocamento, foram instalados directamente no pano de alvenaria, mediante a realização de carotes no reboco armado. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; e 0.50%.

7.4.4.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel. Da inspecção efectuada, o painel não evidenciou nas suas faces qualquer tipo de fendilhação, como se mostra na Figura 7.64.



a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.64 - Padrão de fendilhação do painel Wall_RAR_02.

Contudo na fase final do ensaio, na linha do verificado para a parede Wall_RAR_01, o reboco armado ficou completamente desligado do suporte, tendo sido rompidas todas as ligações, que tinham sido realizadas por intermédio da aderência da argamassa. As fixações mecânicas entre o reboco e o betão armado romperam, ficando o conjunto reduzido a três elementos com funcionamento independente: um pórtico de betão armado com a alvenaria de preenchimento (situação similar à Wall_REF_01); e um pano de reboco armado, em cada uma das faces da parede. Esta situação terá certamente a sua justificação no processo construtivo adoptado. A parede Wall_RAR_02 consta de uma solução de reboco armado aplicado sobre o pano de alvenaria e elementos de betão armado, onde a armadura é unicamente fixada mecanicamente aos elementos de betão armado. Nas restantes zonas (no pano de alvenaria) a ligação do reboco é feita à custa da aderência da argamassa sobre a alvenaria, que se revela insuficiente, sendo necessário em aplicações reais promover a fixação mecânica generalizada do reboco. Por outro lado, também foi possível observar alguma fendilhação na zona superior dos pilares, deixando antever a ocorrência de fenómenos relacionados com o conceito de pilar curto. Tal como ocorrido no painel anteriormente ensaiado com a mesma solução construtiva, o reboco armado pela sua capacidade de controlar a fendilhação poderia ter camuflado algum dano que pudesse ter ocorrido no pano de alvenaria. Assim, pela observação realizada a partir das carotes efectuadas no reboco armado foi possível verificar, como mostra a Figura 7.65 a existência de danos ocultos, nomeadamente, o destacamento ocorrido entre a alvenaria e o pórtico envolvente, e a fendilhação dos interfaces nas zonas superiores e laterais.



a) Canto superior esquerdo.



b) Interface superior.



c) Canto superior direito.

Figura 7.65 - Fendilhação oculta observada no painel Wall_RAR_02.

Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura 7.66 e pela evolução dos deslocamentos localizados, cujos mais significativos são apresentados na Figura 7.67, o comportamento do painel, até à conclusão do ensaio, pode ser descrito em três fases, que correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação da mesma. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 104 kN e 196 kN, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.26%. No sentido negativo os níveis ocorreram para cargas de 112 kN e 213 kN, correspondendo respectivamente, a *drifts* de 0.09% e 0.25%. O comportamento do painel nas diferentes fases pode ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, apresentando o painel um comportamento não linear. O início desta fase está associado à rotura por deslizamento das ligações entre a alvenaria e o pórtico de betão armado no interface superior, coincidindo o pico de resistência com o esmagamento do interface superior por acção da viga, assim como, ao desenvolvimento de tracção e esmagamento, associados a corte nos interfaces laterais. Nesta fase é atingida a resistência máxima do painel, alcançada para valores de carga de 196 kN no sentido positivo do ensaio e de 213 kN no sentido negativo, correspondendo respectivamente, aos *drifts* de 0.26% e 0.25%;
- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, apresenta uma perda gradual de resistência, correspondendo à degradação dos materiais constituintes do painel.

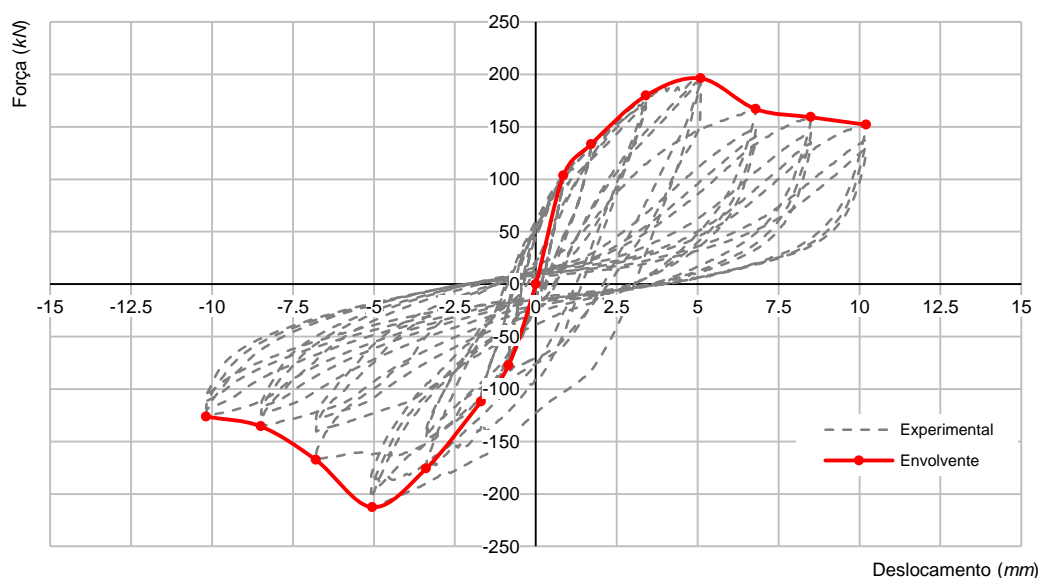
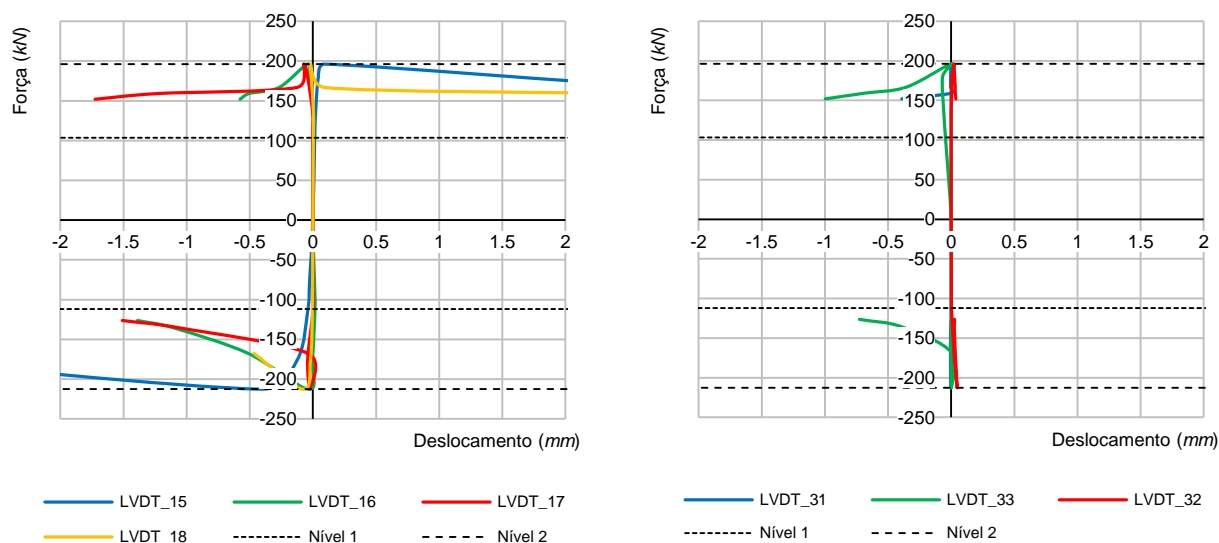


Figura 7.66 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_RAR_02.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura 7.67 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os

que traduzem o comportamento do canto superior esquerdo do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.



a) Canto superior esquerdo.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura 7.67 - Comportamento localizado do painel Wall_RAR_02.

No gráfico da Figura 7.67 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos da interface superior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (LVDT_18), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (LVDT_17), no esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_16) e no escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_15). Pela análise dos referidos gráficos, verifica-se que os interfaces laterais só começam a registar deslocamentos horizontais a partir da carga de pico, atingindo valores de destacamento entre a alvenaria e o pilar na ordem dos 2.2 mm e de esmagamento em cerca de 0.4 mm, enquanto no sentido vertical se observam deslocamentos descendentes que atingem cerca de 1.4 mm, sendo possível verificar a existência de fenda “aberta” com valores próximos dos 0.7 mm. Relativamente aos interfaces horizontais é possível verificar a existência de escorregamento entre a viga superior e a alvenaria, o qual começa a manifestar-se a partir do primeiro nível de carga, tendo esse escorregamento uma amplitude no final do ensaio de cerca de 5 mm para cada um dos sentidos, consoante o sentido de aplicação da carga. Por fim, importa destacar o esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_16), tendo sido registados após a ocorrência da carga de pico, em ambos os sentidos de aplicação de carga, valores médios de deslocamento próximos dos 0.7 mm.

No gráfico da Figura 7.67 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. Regista-se a ausência de deslocamento no sentido vertical do painel (LVDT_32) e no sentido diagonal entre o canto superior direito e o canto inferior esquerdo (LVDT_33), sendo neste último por questões do foro técnico. Contudo na outra direcção de leitura é possível constatar, a partir da carga de pico, um deslocamento máximo na ordem de 1.0 mm e um valor residual (deslocamento não recuperado) de 0.3 mm, levando a concluir que, apesar de não ter sido detectada visualmente, ocorreu fendilhação diagonal.

Por se tratar de uma repetição comportamental, com valores quantitativos da mesma grandeza, não são apresentados os gráficos do canto superior direito. Por outro lado, por não terem sido constatados deslocamentos, não são apresentados os gráficos relativamente aos cantos inferiores direito (*LVDT_01*, *LVDT_02*, *LVDT_03* e *LVDT_04*) e esquerdo (*LVDT_21*, *LVDT_22*, *LVDT_23* e *LVDT_24*). Por fim importa referir, que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

A Tabela 7.7 apresenta, por procedimento, os resultados obtidos do ensaio no plano, que para cada nível de deslocamento consta de três ciclos de carga e descarga. Na tabela estão representados para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela 7.7 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_RAR_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	103.5	77.5	0.85	0.84	0.043	0.042
2	133.3	112.0	1.71	1.69	0.085	0.085
3	179.7	175.9	3.40	3.39	0.170	0.169
4	196.2	212.7	5.10	5.05	0.255	0.253
5	166.8	167.7	6.80	6.79	0.340	0.339
6	159.1	135.7	8.50	8.49	0.425	0.425
7	152.0	126.3	10.20	10.18	0.510	0.509

7.4.4.1.2 Análise e discussão de resultados

Quando comparados os resultados obtidos nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento de resistência máxima, atingido no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 196 kN e 213 kN contra as resistências obtidas, para os sentidos correspondentes na parede de referência, cujos valores foram de 74 kN e 96 kN. O reboco armado contribuiu em média com cerca de 140% no aumento da resistência, pese embora alguns constrangimentos observados na solução adoptada, nomeadamente na aderência do reboco ao painel de alvenaria tenham condicionado o ensaio.

Registe-se a grande proximidade dos valores máximos de resistência encontrados no painel Wall_RAR_01 face ao Wall_RAR_02, atingido para o primeiro, no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 198 kN e 183 kN contra os valores de 196 kN e 212 kN da parede actualmente ensaiada, assim como, também é de salientar a mesma proximidade numérica para os correspondentes valores de *drifts*.

Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os *drifts* que correspondem às cargas máximas em cada um dos sentidos, verifica-se que na Wall_RAR_02 estes ocorreram para valores de 0.26% e 0.25%, contra os valores de 0.30% e 0.51% da Wall_REF_01, o que indica que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Devido ao facto do reboco armado ter funcionado como um elemento estrutural autónomo o dano observado no reboco pode não ser o reflexo do dano existente no pano de alvenaria. Por este motivo, revela-se de extrema dificuldade o enquadramento do padrão de fendilhação deduzido, nos modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45]. Contudo, admitindo que o movimento detectado no *LVDT_33* tenha contribuído para a fendilhação

diagonal, a fendilhação da zona superior dos pilares e à rotura da ligação da viga com pilar no canto superior direito, é de admitir que o padrão de fendilhação do painel no final do ensaio possa ter tido um modo de rotura resultado da combinação dos modos de rotura incluídos nas Categorias C1 e E3 (Ver Figura 3.9).

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano observado na zona superior dos pilares, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, cujas causas resultam da interacção da alvenaria com o pórtico devidas à formação da escora diagonal, reflexo directo da rigidez no plano do pano de alvenaria.

7.4.4.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_RAR_02 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11, com as alterações introduzidas na estrutura de aplicação de carga relativas à substituição dos airbags pelo sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como foi mostrado na Figura 7.13. Foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores, estando apresentado na Figura 7.68 a evolução da força ao longo do tempo.

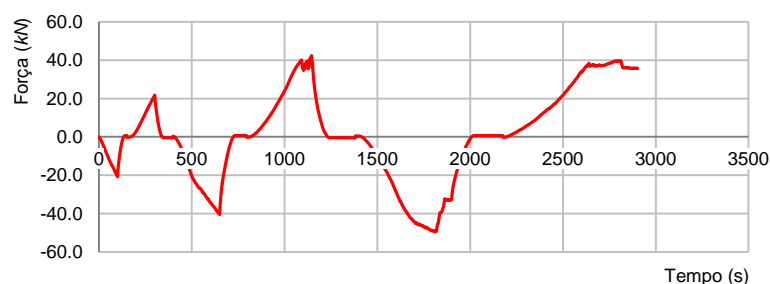


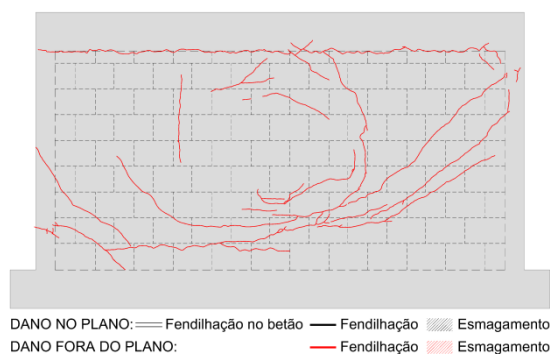
Figura 7.68 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

7.4.4.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentado na Figura 7.69 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.

Como já foi referido, o modelo ensaiado pode ser assemelhado a dois sistemas estruturais independentes, sendo exteriormente constituídos pelas duas faces de reboco armado e interiormente pelo pórtico de betão armado preenchido pela alvenaria com uma configuração próxima da parede de referência. Estes dois sistemas estruturais são ligados inferiormente e superiormente pelas cantoneiras que impedem o deslocamento horizontal. Por conseguinte, é possível estabelecer um padrão de rotura para o reboco armado, que se caracteriza por uma linha horizontal de fendilhação no bordo superior e um conjunto de fendas concêntricas formando meios círculos no quadrante direito do painel. Também é possível observar um outro grupo de fendas, que progridem, com um desenvolvimento curvilíneo, do canto superior para a

zona central do bordo inferior, adquirindo a partir daqui um desenvolvimento recto até ao bordo esquerdo do painel. O reboco, para além da fendilhação horizontal na zona dos bordos superior e inferior, apresenta diversa fendilhação de desenvolvimento curvilíneo deslocada para o quadrante direito do painel, deixando antever, face a um carregamento simétrico, um comportamento que sob o ponto de vista de deslocamento revela uma resposta não simétrica, não sendo possível perante este comportamento observado fazer qualquer conjectura acerca do modelo estrutural adquirido pelo painel na fase final do ensaio.



a) Mapa de fendas.

b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.69 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

Relativamente à alvenaria, não é possível conhecer o tipo de rotura ocorrido sob a capa do reboco armado, contudo foi possível identificar algum do dano, mediante observação directa nas zonas onde foram realizadas as carotes para a aplicação dos dispositivos de leitura no ensaio no plano, conforme se mostra na Figura 7.70. Assim, é possível verificar, que de um modo geral, a fendilhação apresentada no reboco tem correspondência com a observada na alvenaria, como é o caso da fendilhação ocorrida no canto superior direito, contudo no canto superior esquerdo nomeadamente, na zona junto ao pilar é possível observar fendilhação na interface, manifestada pelo destacamento da alvenaria face ao betão armado, a qual não tem correspondência no reboco, pois neste local o reboco não apresenta qualquer fendilhação. Regista-se que a fendilhação observada na alvenaria já tinha sido referenciada após o ensaio no plano, não sendo possível averiguar se terá evoluído no ensaio para fora do plano.



a) Pilar no superior esquerdo.



b) Viga no canto superior esquerdo.



c) Pilar no canto superior direito.

Figura 7.70 - Fendilhação observada no painel Wall_RAR_02.

Na Figura 7.71 é apresentado o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Analisando o referido gráfico, nomeadamente, o desenvolvimento da envolvente é possível evidenciar um comportamento aproximadamente linear no procedimento 1, onde para os sentidos positivo e negativo se obtiveram, respectivamente, os deslocamentos de 4.97 mm e 5.19 mm. No procedimento 2, no gráfico força *versus* deslocamento, verifica-se uma perda de

rigidez. Os deslocamentos obtidos foram de 17.82 mm e 18.10 mm, respectivamente, para os sentidos positivo e negativo aos quais corresponderam as cargas de 42.3 kN e 40.5 kN. O final deste procedimento coincide com a obtenção da carga máxima para painel no quadrante positivo, com o valor de 42.3 kN. No procedimento final, no quadrante positivo, verifica-se um desenvolvimento muito próximo do patamar, embora com diminuição da capacidade resistente do painel, até à aplicação do deslocamento final. Por outro lado, no quadrante negativo é atingida a carga máxima com o valor de 49.3 kN, à qual correspondeu o deslocamento de 27.89 mm. Após a obtenção da carga máxima verificou-se uma perda acentuada da capacidade resistente do painel, sendo obtida a carga de 32.7 kN para o deslocamento máximo imposto ao actuador neste sentido, que correspondeu ao deslocamento final de 36.76 mm.

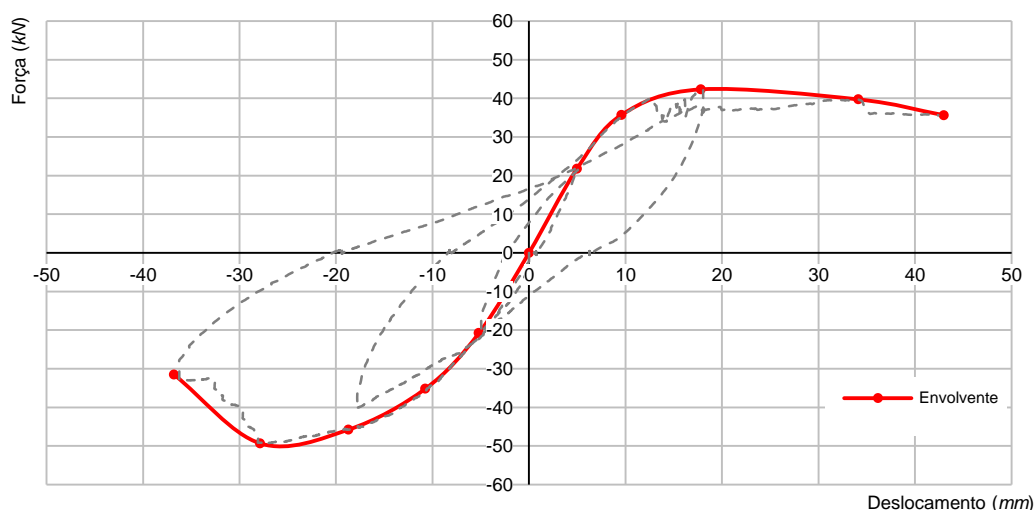


Figura 7.71 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

Na Tabela 7.8 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 mm, 25 mm, e 50 mm respectivamente para os procedimentos 1, 2 e 3.

Tabela 7.8 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	21.8	20.8	10	4.97	5.19	0.29	0.31
2	42.3	40.5	25	17.82	18.10	1.05	1.06
3	35.7	32.7	50	42.97	36.76	2.53	2.16

7.4.4.2.2 Análise e discussão de resultados

No seguimento da apresentação de resultados será agora efectuada a análise e discussão dos mesmos. É importante reafirmar, que apesar de ter sido possível, no ensaio no plano, fazer a leitura dos deslocamentos no pano da alvenaria, o que não tinha sucedido nos diferentes ensaios do painel Wall_RAR_01, onde a aquisição foi sempre realizada no reboco, no actual ensaio para fora do plano, tal também não foi possível, pelo que foi seguida a mesma linha do esquema de ensaio do painel Wall_RAR_01, a aquisição de deslocamento foi realizada no reboco. Decorrente desta metodologia, e devido ao comportamento do reboco armado face à alvenaria e ao pórtico de preenchimento, a análise seguinte só se refere ao reboco armado,

embora seja de admitir que o pano de alvenaria tenha tido um comportamento, em termos de deslocamento, muito semelhante.

O ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, manifestado: pelo colapso das ligações realizadas por intermédio da argamassa e pelas fixações mecânicas entre o reboco e o betão armado, tendo ficado o pórtico de betão armado e a alvenaria de preenchimento com funcionamento independente face ao pano de reboco armado; por diversa fendilhação na zona superior dos pilares; e pela fendilhação ocorrida nos interfaces de ligação entre a alvenaria e o pórtico envolvente, nas zonas superiores e laterais do painel. Assim é expectável, que o bordo inferior tenha condições de restringir os deslocamentos horizontais e verticais, enquanto os bordos laterais e superior, devido ao dano nos interfaces de ligação, não tenham capacidade de restringir a totalidade dos deslocamentos, mas sim uma determinada percentagem função da rigidez da respectiva ligação.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.72, Figura 7.73 e Figura 7.74).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, Wall_REF_01, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.75, Figura 7.76, Figura 7.77 e Figura 7.78).

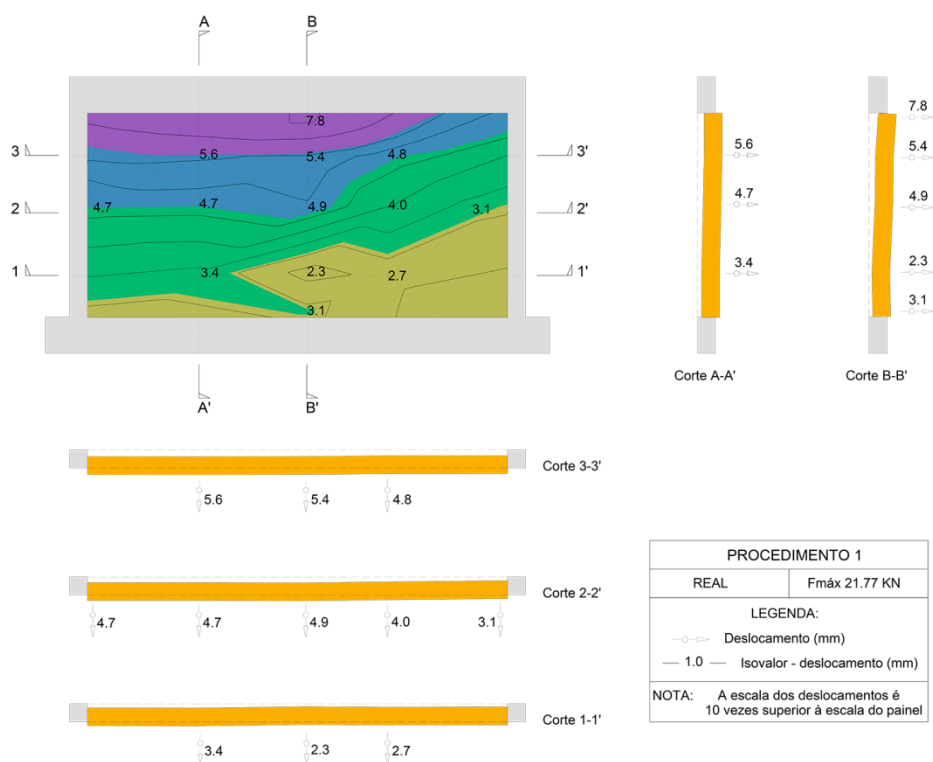


Figura 7.72 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

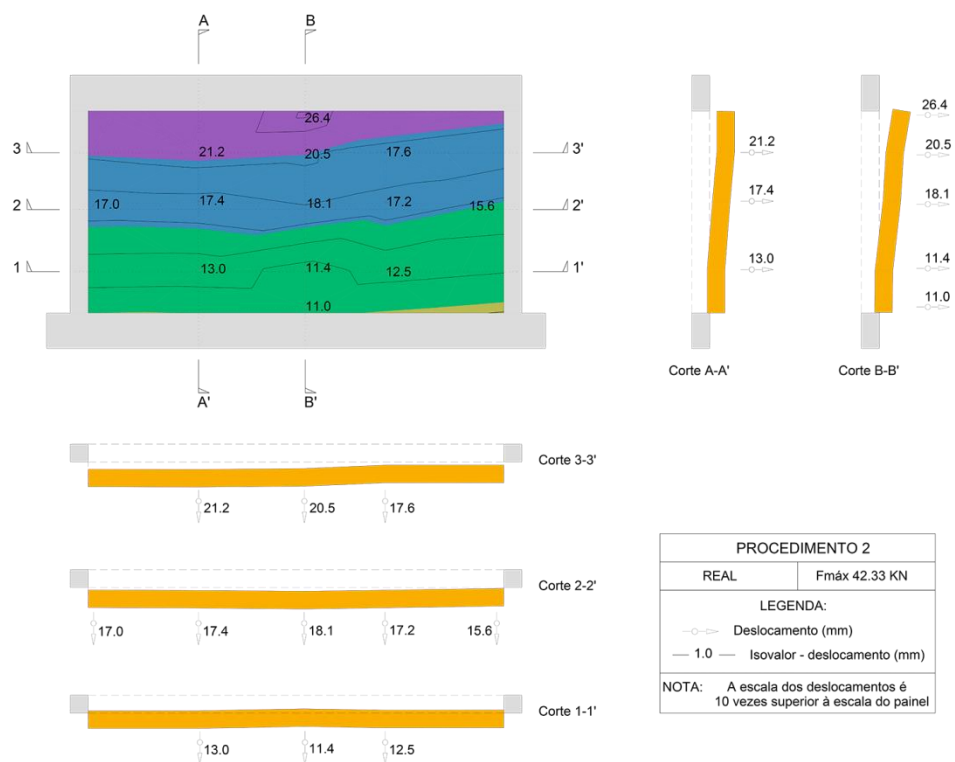


Figura 7.73 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

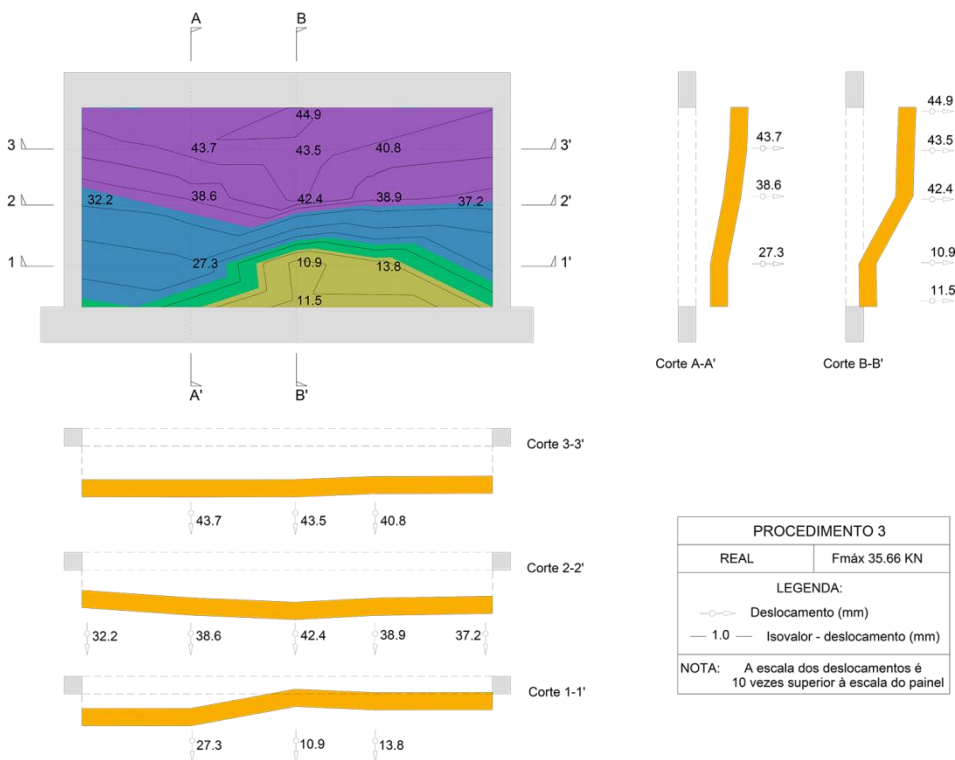


Figura 7.74 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_02.

Pela análise do gráfico da Figura 7.75, constata-se que as ligações da alvenaria ao pórtico envolvente revelaram um comportamento assimétrico nos diferentes quadrantes o que vai contra o expectável. Este comportamento assimétrico, poderá ser devido ao facto do reboco armado ter um comportamento independente da alvenaria, isto é, o comportamento do conjunto é soma do comportamento individual de dois panos de reboco armado envolvendo um de alvenaria, onde os ajustamentos necessários para o contacto dos diferentes elementos, nos ciclos de carga e descarga, complicam o entendimento do comportamento do painel. Assim sendo, e para simplificar o estudo comportamental do painel, a análise destes gráficos e dos gráficos das figuras seguintes irá incidir no quadrante positivo, uma vez que representarão o estado final do ensaio. No seguimento desta consideração, verifica-se que ao longo dos diferentes procedimentos todas as ligações perdem rigidez, sendo a ligação da alvenaria à viga inferior (*LVDT_13*) aquela que apresenta melhor capacidade de impedir o deslocamento, a avaliar pela maior inclinação das rectas apresentadas. O bordo superior (*LVDT_01*) será aquele que apresentará o interface mais danificado pelo facto dos diferentes segmentos de recta da função força *versus* deslocamento apresentarem as menores inclinações em cada um dos procedimentos. Nas restantes ligações, relativas aos bordos laterais (*LVDT_05* e *LVDT_09*), pela análise da inclinação das rectas correspondentes aos respectivos interfaces, verifica-se que a capacidade de impedir os deslocamentos, se situa qualitativamente numa zona intermédia entre o verificado para os bordos superior e inferior e que o seu comportamento se revela muito semelhante.

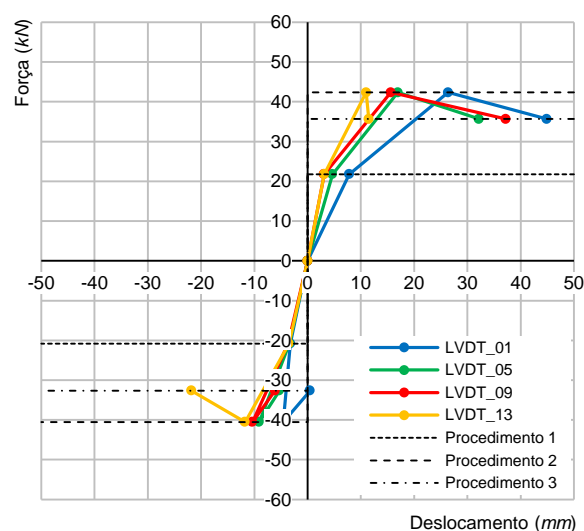
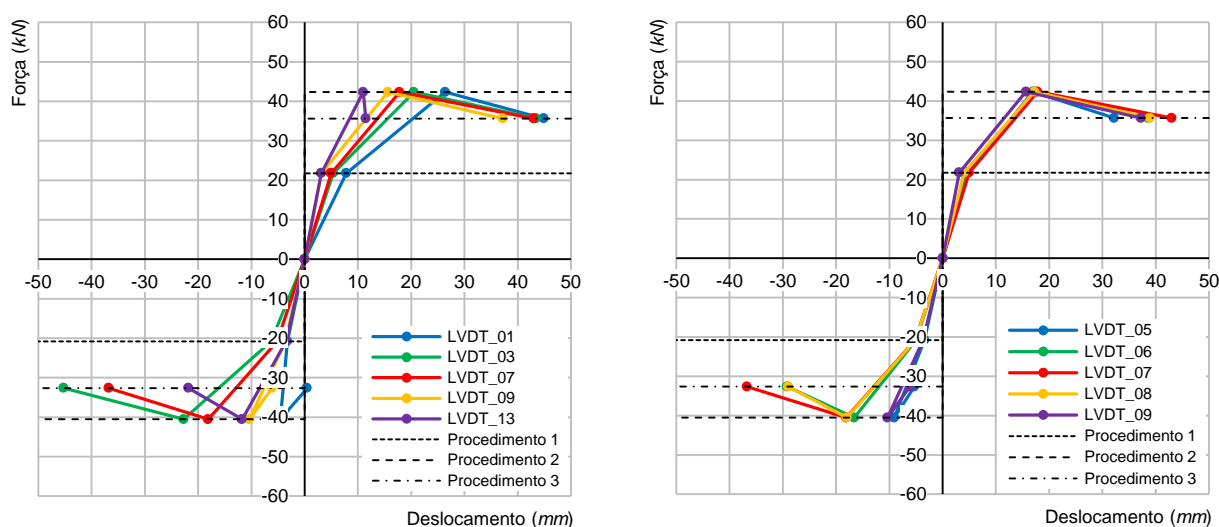


Figura 7.75 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

Pela análise dos gráficos da Figura 7.76, onde se pode constatar a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir para a direcção horizontal, a qual corresponde ao “*Alinhamento 5-9*”, que a quebra de rigidez evolui com o aumento da carga, sendo verificado o menor deslocamento nos bordos laterais (*LVDT_05* e *LVDT_09*). Regista-se o maior deslocamento apresentado pela posição central (*LVDT_07*), seguido de deslocamentos ligeiramente inferiores os dois pontos intermédios (*LVDT_06* e *LVDT_08*), evidenciando uma curvatura que deixa antever alguma mobilização de apoio lateral, apesar do elevado nível de deslocamento manifestado e da grande proximidade com os valores obtidos para a posição central (*LVDT_07*). Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, verifica-se, uma movimentação complexa, pesem embora os factos, do reboco nos bordos superiores e inferiores, estar

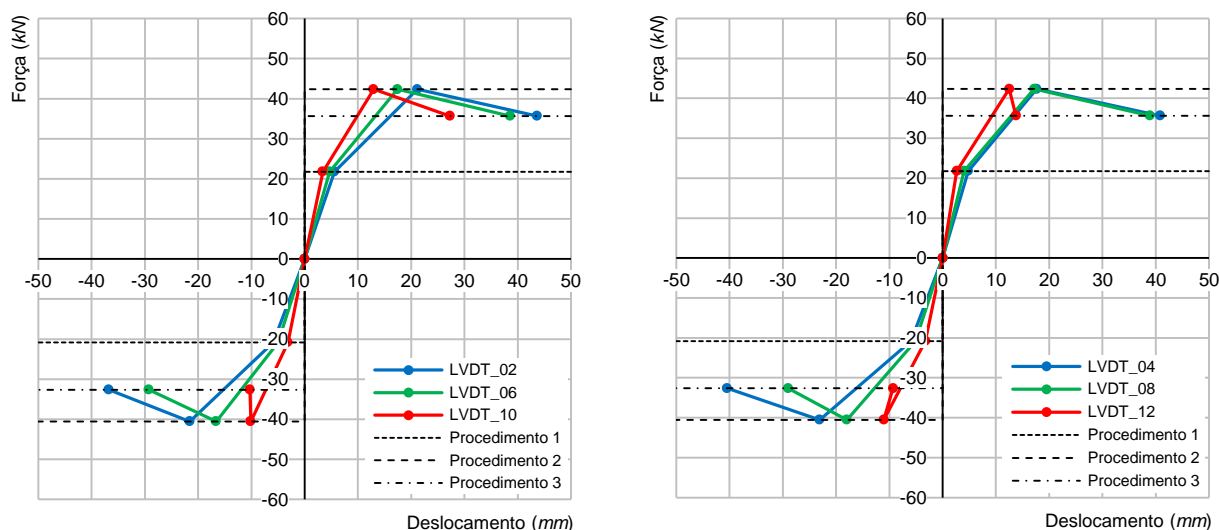
solidário com o pórtico pelo efeito dos apoios da infraestrutura de ensaio e o relativo afastamento das posições de leitura associado à grande flexibilidade do reboco armado, poderá essa movimentação ter explicação pelo ajuste do pano independente do reboco ao pano da alvenaria na mudança do sentido de aplicação de carga. Assim no sentido positivo de aplicação da carga é possível evidenciar uma curvatura que deixa antever a mobilização de apoio no bordo inferior (LVDT_13), enquanto o bordo superior (LVDT_01) apresenta uma gama de deslocamentos próximos da posição adjacente (LVDT_03) e da posição central (LVDT_07), o que indica que a curvatura a partir desta posição assume um raio infinito. Assim, pela fenomenologia observada, conjuntamente com a análise dos mapas de deslocamento, deixa antever para a parede um modelo estrutural com comportamento semelhante a uma laje em consola. Tal comportamento parece ser de igual modo corroborado, quando são analisados os gráficos da Figura 7.77 e da Figura 7.78.



a) Alinhamento 1-13.

b) Alinhamento 5-9.

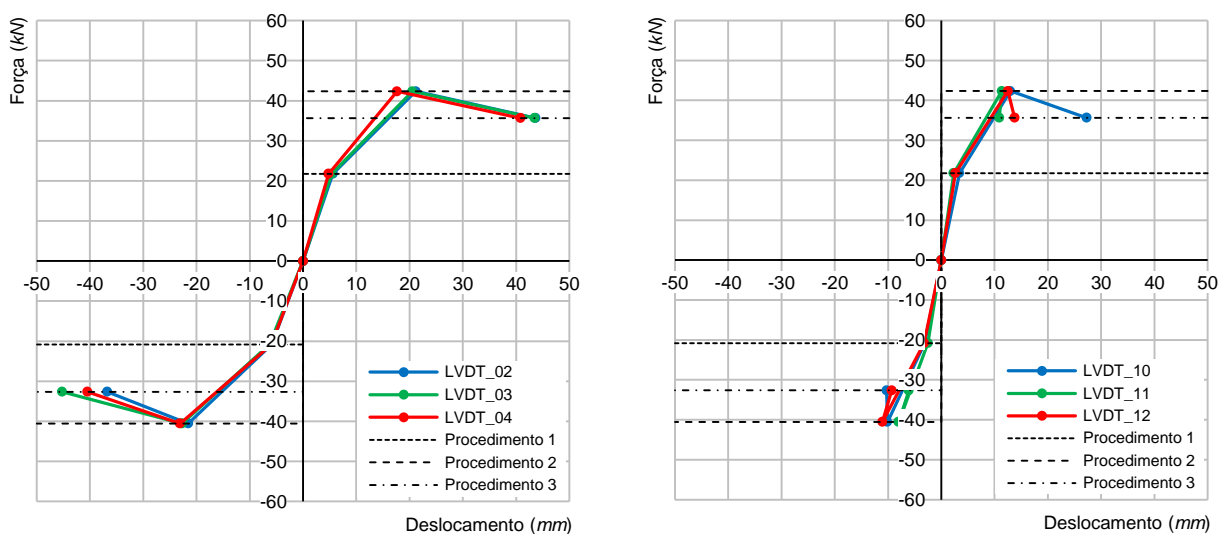
Figura 7.76 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.



a) Alinhamento 2-10.

b) Alinhamento 4-12.

Figura 7.77 - Evolução da rigidez na direcção vertical.



a) Alinhamento 2-4.

b) Alinhamento 10-12.

Figura 7.78 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura 7.72, Figura 7.73 e Figura 7.74), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, verifica-se que no sentido positivo da aplicação das cargas, o painel parece ter correspondência com um modelo estrutural equivalente a uma laje em consola, embora os bordos laterais possam ainda manifestar alguma capacidade de restringir o deslocamento horizontal.

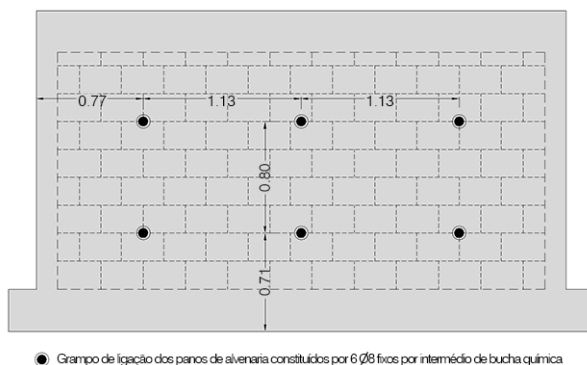
Regista-se que o painel Wall_RAR_02, associado à manifestação de valores de deslocamento significativamente inferiores, um aumento da capacidade resistente face à parede de referência Wall_REF_01, que se cifrou em cerca de 300%, enquanto relativamente à parede do mesmo tipo, Wall_RAR_01, houve uma diminuição de cerca 8%, que poderá estar relacionada com o esquema de ensaio realizado para fora do plano que foi do tipo monotónico.

7.4.5 Painéis tipo Wall_DPA

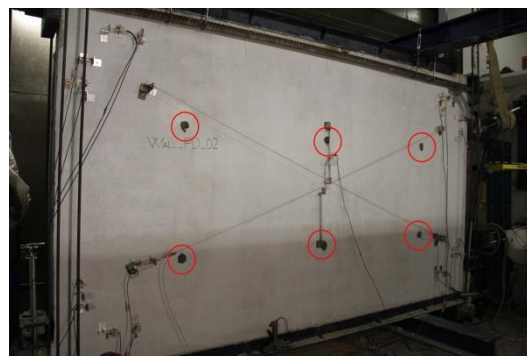
Foram construídos dois painéis com a solução construtiva do tipo Wall_DPA: o Wall_DPA_01; e o Wall_DPA_02. Neste capítulo serão apresentados os resultados do ensaio do painel Wall_DPA_02, sendo apresentados em anexo, na secção B.3, os resultados relativos ao painel Wall_DPA_01. O painel Wall_DPA_02 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_DPA_02, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de uma nova variável resultante da solução construtiva adoptada. Assim sendo, a variável de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis é a alvenaria constituída por dois panos de alvenaria simples ligados entre si por meio de ligadores com uma das faces rebocada, estando apresentado na Figura 7.79 o respectivo esquema de montagem.

Ao testar esta parede, Wall_DPA_02, pretendeu-se avaliar o comportamento da solução de parede dupla com grampos de ligação face à solução de parede dupla com panos independentes, Wall_DPA_01, e simultaneamente implementar uma solução de reabilitação,

fácil de executar, e que possa ser aplicada em edifícios existentes construídos com paredes duplas de preenchimento sem qualquer ligação entre panos de parede.



a) Esquema de montagem.



b) Vista geral.

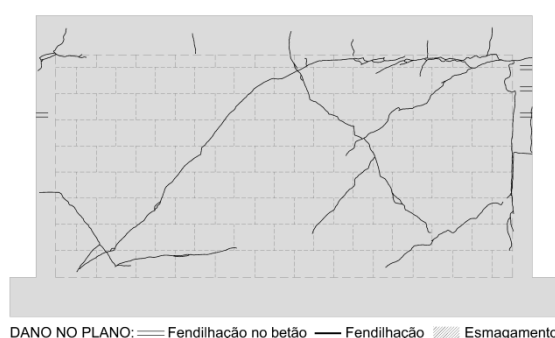
Figura 7.79 - Grampos de ligação.

7.4.5.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_ DPA_02 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 2. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; e 0.50%.

7.4.5.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentado na Figura 7.80 e na Figura 7.81, respectivamente para o pano exterior e interior do painel, a síntese do dano observado através dos respectivos mapas de fendilhação e das imagens dos panos após o ensaio.

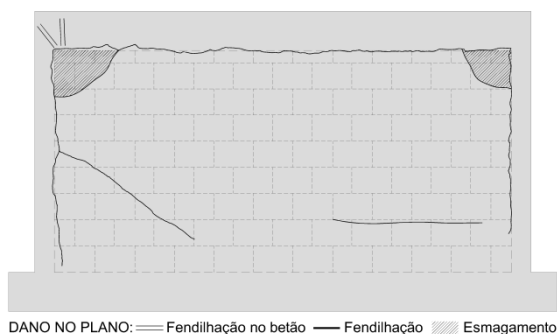


a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.80 - Padrão de fendilhação do pano exterior do painel Wall_DPA_02.



a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.



c) Canto superior direito.

Figura 7.81 - Padrão de fendilhação do pano interior do painel Wall_DPA_02.

A avaliação da fendilhação observada na parede dupla foi realizada sobre o pano exterior, constituído pelas unidades de alvenaria de maior espessura, apoiadas na viga inferior em dois terços da sua espessura, de acordo com desenhos de pormenor apresentados no capítulo 5, tendo o pano interior servido para uma análise complementar dos efeitos verificados no pano exterior.

No pano interior verificou-se o esmagamento das unidades de alvenaria nos cantos superiores, tendo os interfaces laterais de ligação, entre a alvenaria e o betão armado, manifestado fendilhação a toda altura dos pilares, que resultou de um processo de esmagamento e tracção num dos lados e o inverso no lado oposto, mediante o sentido de aplicação da carga. No interface superior ocorreu colapso generalizado, devido ao deslocamento da viga superior não ter sido acompanhado pelo pano de alvenaria, o que originou o desenvolvimento de forças de corte que destruíram as respectivas ligações. No pano exterior os interfaces laterais apresentaram fendilhação a toda altura do pilar direito, enquanto no pilar esquerdo, pelo menos no reboco, não foi possível observar qualquer fendilhação. No interface superior ocorreu fendilhação na metade direita, progredindo daí para uma fenda diagonal de grande espessura. Também, foi possível observar nas unidades de alvenaria que forravam a estrutura situações de destacamento, nomeadamente junto aos cantos superiores. Registe-se que de uma forma geral, a fendilhação observada não teve correspondência nos dois panos de alvenaria. No pórtico de betão armado foi possível observar fendilhação na ligação entre a viga e o pilar no canto superior esquerdo. Na Figura 7.82 exemplificam-se alguns dos danos ocorridos, tais como, a fendilhação no canto superior esquerdo do pano exterior, a fendilhação na ligação entre a viga superior e o pilar esquerdo e a fendilhação ocorrida no canto superior direito ao nível dos interfaces laterais e superior.



a) Canto superior esquerdo.



b) Ligação da viga com o pilar esquerdo.



c) Canto superior direito.

Figura 7.82 - Fendilhação observada no painel Wall_DPA_02.

Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura 7.83 e pela evolução dos deslocamentos localizados apresentados na Figura 7.84, o comportamento do painel, até à conclusão do ensaio, pode ser descrito em três fases, as quais correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação da mesma. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 120 kN e 226 kN, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.17%. No sentido negativo os níveis ocorreram para cargas de 127 kN e 187 kN, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.26%. O comportamento do painel nas diferentes fases pode ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- Na segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear. O início desta fase está associado à rotura por deslizamento do interface superior acompanhado de compressão da viga sobre a alvenaria, coincidindo o pico de resistência com a fendilhação do interface de ligação entre a alvenaria e os pilares, devida a tracção e a esmagamento, consoante o sentido de aplicação da carga, associados a esforços de corte provocados pelo deslocamento vertical descendente do pano de alvenaria face ao pilares. Regista-se também, no final desta fase, a abertura da fenda diagonal. Nesta fase é atingido o pico de resistência do painel, alcançado para valores de carga de 226 kN no sentido positivo do ensaio e de 187 kN no sentido negativo, correspondendo, respectivamente, os *drifts* de 0.17% e 0.26%;
- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, apresenta um desenvolvimento com uma perda gradual de resistência, resultado da degradação dos materiais constituintes do painel.

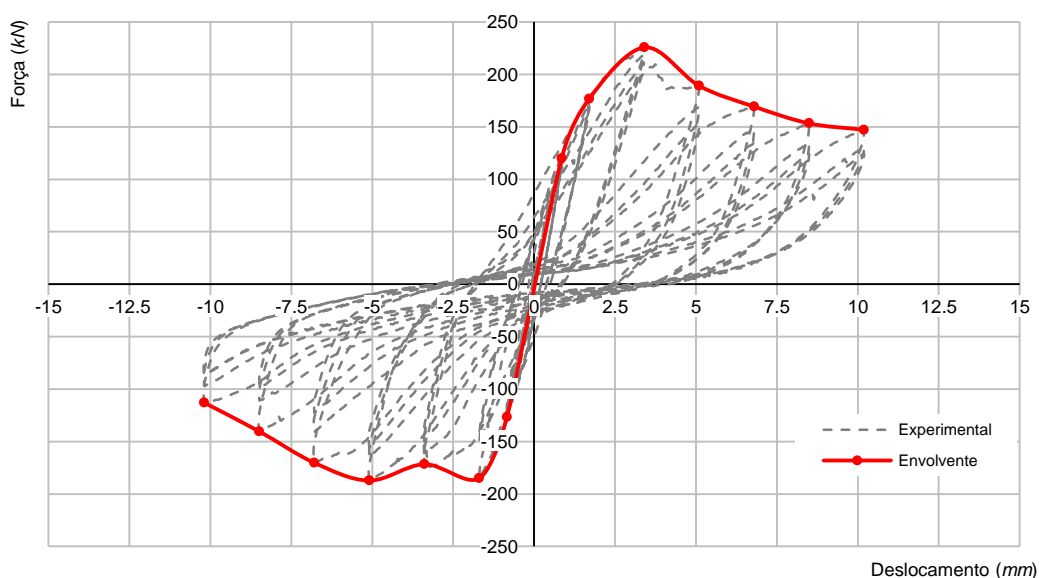
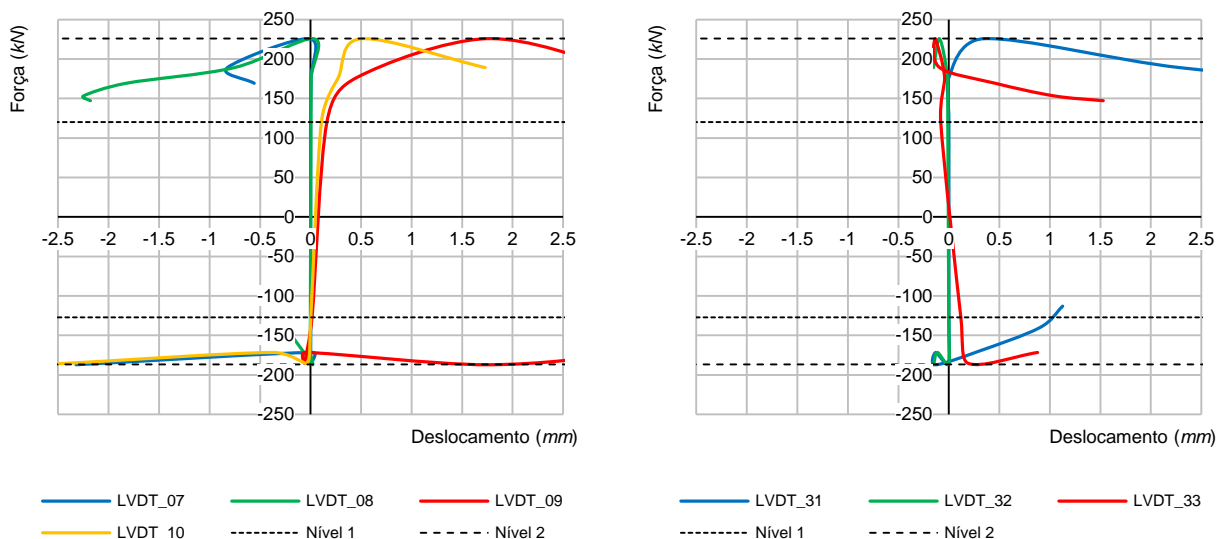


Figura 7.83 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_DPA_02.



a) Canto superior direito.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura 7.84 - Comportamento localizado do painel Wall_DPA_02.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura 7.84 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto superior direito do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.

No gráfico da Figura 7.84 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos da interface superior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (*LVDT_07*), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (*LVDT_08*), no esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_09*) e no escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_10*). Pela análise dos referidos gráficos, constata-se que o esmagamento e o escorregamento da ligação entre o pilar e a alvenaria só são possíveis de serem detectados para valores de carga muito próximos da carga de pico, tendo sido obtido para o esmagamento um deslocamento próximo de 0.8 mm e para o escorregamento um deslocamento em cerca de 2.0 mm. No interface de ligação entre a viga superior e a alvenaria, constata-se que a partir do primeiro nível de carga começam a manifestar-se o escorregamento e o esmagamento, sofrendo, no sentido positivo da aplicação de carga um incremento numa fase intermédia entre os dois níveis, que ocorreu para valores de carga na ordem dos 177 kN, enquanto no sentido negativo, tal sucedeu com a carga de pico. O escorregamento apresentou uma amplitude média no final do ensaio em cerca de 2.5 mm para cada um dos sentidos, consoante o sentido de aplicação da carga. Por fim importa destacar esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (*LVDT_09*), tendo sido registado, em ambos os sentidos de aplicação de carga, após a ocorrência da carga de pico, com valores médios de deslocamento próximos dos 3.0 mm.

No gráfico da Figura 7.84 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. É possível evidenciar no sentido diagonal, entre o canto superior esquerdo e o canto inferior direito (*LVDT_31*), deslocamento no painel provocado pela fenda diagonal.

Constata-se o desenvolvimento, a partir da carga de pico, de um deslocamento máximo na ordem de 8.0 *mm* com um valor residual (deslocamento não recuperado) de 7.0 *mm*. Regista-se também, um deslocamento menos expressivo no sentido diagonal, entre o canto superior direito e o canto inferior esquerdo (*LVDT_33*), devido à existência de fendas perpendiculares à fenda diagonal principal, assim como, a ausência de leituras de deslocamento no sentido vertical do painel (*LVDT_32*) devido à localização do dispositivo de aquisição de dados.

Por fim importa referir, que devido a não terem sido constatados deslocamentos não são apresentados os gráficos relativos ao canto superior esquerdo (*LVDT_15*, *LVDT_16*, *LVDT_17* e *LVDT_18*), canto inferior direito (*LVDT_01*, *LVDT_02*, *LVDT_03* e *LVDT_04*) e canto inferior esquerdo (*LVDT_21*, *LVDT_22*, *LVDT_23* e *LVDT_24*). Regista-se também, que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

A Tabela 7.9 apresenta, por procedimento, os resultados obtidos do ensaio no plano, que para cada nível de deslocamento consta de três ciclos de carga e descarga. Na tabela estão representados para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela 7.9 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_PDA_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (<i>kN</i>)		DESLOCAMENTO (<i>mm</i>)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	119.9	126.8	0.85	0.84	0.043	0.042
2	176.6	185.1	1.70	1.70	0.085	0.085
3	225.7	171.7	3.40	3.39	0.170	0.169
4	189.1	187.2	5.10	5.09	0.255	0.255
5	169.3	170.3	6.80	6.79	0.340	0.339
6	153.3	140.3	8.50	8.49	0.425	0.425
7	147.2	113.0	10.19	10.19	0.510	0.509

7.4.5.1.2 Análise e discussão de resultados

Quando comparados os resultados obtidos nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento de resistência máxima, atingido no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 226 *kN* e 187 *kN* contra as resistências obtidas, para os sentidos correspondentes na parede de referência, cujos valores foram de 74 *kN* e 96 *kN*, apresentando a solução em estudo, uma resistência máxima em média, superior em cerca de 150% relativamente à patenteada pela solução de referência. Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os *drifts* que correspondem às cargas máximas em cada um dos sentidos, verifica-se que na Wall_DPA_02 estes ocorreram para valores de 0.17% e 0.26%, contra os valores de 0.30% e 0.51% da Wall_REF_01, o que à partida poderá significar que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Por fim, quando se compara o comportamento no plano dos dois tipos de parede dupla, Wall_DPA_01 e Wall_DPA_02, respectivamente, sem e com grampos de ligação, verifica-se que em termos de carga máxima apresentam um comportamento muito próximo, atingido para o primeiro, no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 193 *kN* e 226 *kN* contra os valores de 226 *kN* e 187 *kN* da parede actualmente ensaiada. Contudo, sob o ponto de vista de *drift* correspondente à carga máxima, parece existir até esta fase, para a

Wall_DPA_02, um pequeno ganho de ductilidade traduzido por um pequeno aumento do *drift* de 0.14% para 0.17%.

Comparado o padrão de fendilhação observado para cada um dos panos de alvenaria com os modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45] (Ver Figura 3.9), é possível estabelecer que o pano exterior poderá ser classificado como da Categoria C1, devido à fendilhação diagonal observada, embora não tenha sido possível observar qualquer fendilhação na estrutura correspondente a este tipo de fendilhação. Quanto ao pano interior pelo esmagamento dos cantos e devido à fendilhação apresentada na cabeça do pilar a montante do sentido da aplicação das cargas (neste caso no sentido negativo), admite-se que possa ser classificado na categoria E3. Registe-se os diferentes padrões de rotura observados para cada um dos panos de alvenaria, mercê das diferentes espessuras das unidades usadas na constituição dos panos, assim como, do uso de diferentes tipos de reboco, com grandes implicações nas características mecânicas, que impõem a resistência última de cada pano de alvenaria.

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano observado na zona superior dos pilares, onde se verificou o aparecimento de fendas de corte no pilar esquerdo na ligação com a viga superior, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto.

7.4.5.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_DPA_02 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11, com as alterações introduzidas na estrutura de aplicação de carga relativas à substituição dos airbags pelo sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como foi mostrado na Figura 7.13. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores, estando apresentado na Figura 7.85 a evolução da força ao longo do tempo.

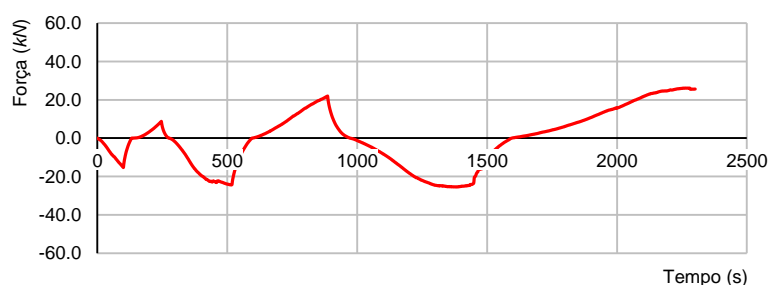
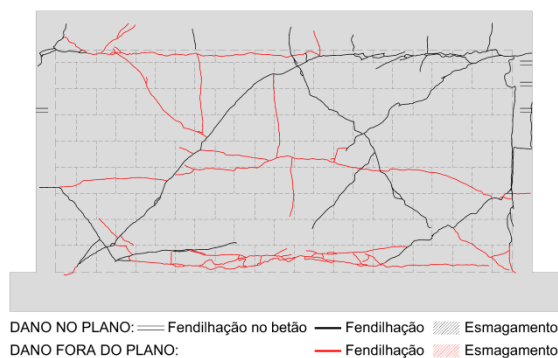


Figura 7.85 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.

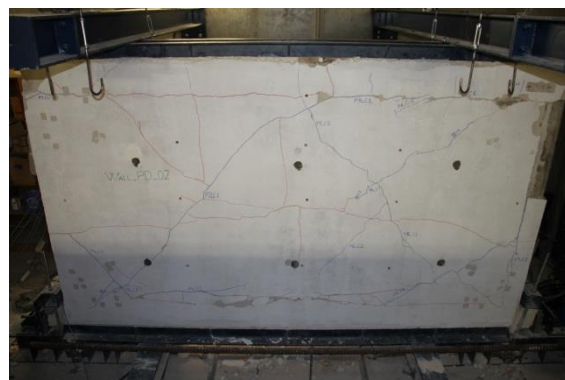
7.4.5.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentado na Figura 7.86 e na Figura 7.87, respectivamente para o pano exterior e interior do painel, a síntese do dano

observado traduzido nos respectivos mapas de fendilhação e nas imagens dos panos após o ensaio.

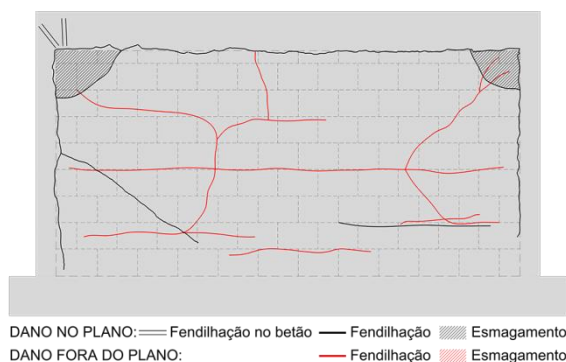


a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.86 - Padrão de fendilhação do pano exterior do painel Wall_DPA_02.



a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

Figura 7.87 - Padrão de fendilhação do pano interior do painel Wall_DPA_02.

Ao contrário do observado no ensaio para fora do plano, neste ensaio os padrões de fendilhação observados nos panos exterior e interior do painel são muito semelhantes, levando a crer que os grampos de ligação tenham contribuído para que, nesta direcção, o painel tenha adquirido um funcionamento em conjunto dos dois panos, apesar de se estar na presença de panos com rigidezes diferentes. Assim, foi possível observar que a fendilhação, após o ensaio, apresentou um padrão caracterizado pelo desenvolvimento de dois alinhamentos de fendas: um horizontal; e outro vertical, situados nas faixas centrais de cada uma das direcções. Neste ensaio, nos interfaces de ligação entre a alvenaria e o betão armado acentuou-se a degradação e o aumento de extensão da fendilhação resultante do ensaio no plano. Registou-se também um incremento do dano na forra de alvenaria em zona correntes de estrutura, pelo facto de permitirem a mobilização de apoio, no sentido positivo de aplicação das cargas, uma vez que foram um encaixe perfeito da alvenaria na estrutura envolvente.

Na Figura 7.88 obtida após a desmontagem do painel de actuação de cargas, foi possível observar o aumento da extensão da fendilhação do interface de ligação da alvenaria à viga de betão armado superior, e um conjunto de fendas a progredirem na direcção de um grampo situado no alinhamento central do pano interior, revelando elevada concentração de tensões nessa zona, assim como, o colapso da forra no canto superior direito, revelando o incremento do dano face ao ensaio no plano.



Figura 7.88 - Estado após o ensaio do painel Wall_DPA_02.

A Figura 7.89 apresenta o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao do ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Nos referidos gráficos é possível evidenciar um comportamento aproximadamente linear no procedimento 1. Foram obtidas as cargas de 8.8 kN no sentido positivo do ensaio e de 15.4 kN no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os deslocamentos de 2.66 mm e 5.32 mm. No procedimento 2, no gráfico força *versus* deslocamento, verifica-se uma perda de rigidez. Foram obtidas as cargas de 22.0 kN no sentido positivo do ensaio e de 24.4 kN no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os deslocamentos de 15.89 mm e 19.32 mm. No procedimento final, continua a verificar-se uma evolução muito reduzida da capacidade resistente do painel até a obtenção da carga máxima, que ocorreu para o valor de 26.1 kN no sentido positivo do ensaio e de 25.5 kN no sentido negativo, correspondendo, respectivamente, os deslocamentos de 39.10 mm e 33.12 mm. Após a carga máxima, verifica-se no quadrante positivo uma pequena perda de resistência, tendo sido obtido a carga final de 25.6 kN e um deslocamento máximo de 43.04 mm, enquanto no quadrante negativo se verifica uma perda acentuada da capacidade resistente, tendo sido obtida a carga final de 25.5 kN e um deslocamento máximo de 33.12 mm.

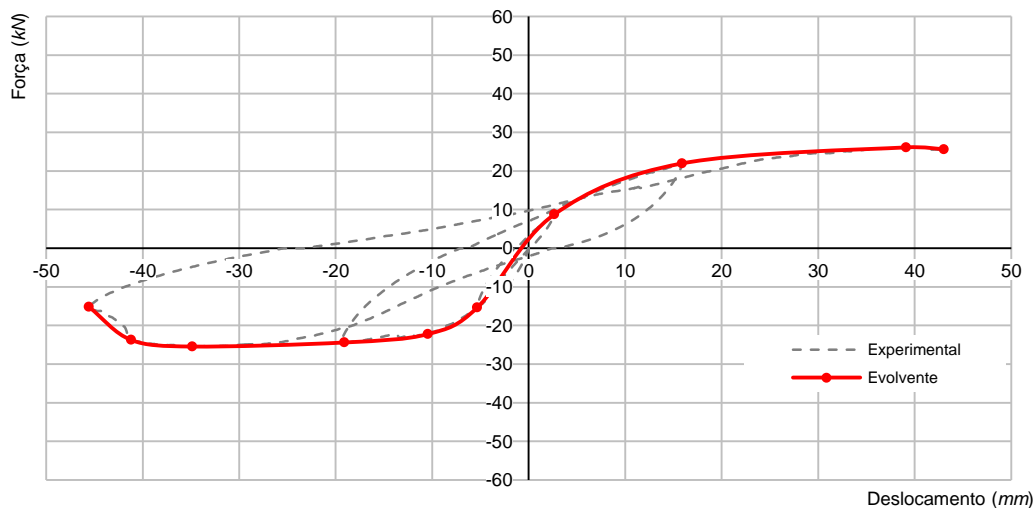


Figura 7.89 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.

Na Tabela 7.10 estão apresentados, sob forma numérica, os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 mm, 25 mm, e 50 mm respectivamente para os procedimentos 1, 2 e 3.

Tabela 7.10 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	8.8	15.4	10	2.66	5.32	0.16	0.31
2	22.0	24.2	25	15.89	19.32	0.93	1.14
3	25.6	15.9	50	43.04	45.57	2.53	2.68

7.4.5.2.2 Análise e discussão de resultados

O ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, manifestado: pelo desenvolvimento da fenda diagonal de grande espessura; pela fendilhação dos interfaces laterais; e pelo destacamento das unidades de alvenaria que forravam a estrutura junto aos cantos superiores. Apesar do dano observado, é de admitir um bom comportamento para ligações da alvenaria com a estrutura de betão, no sentido de proporcionar uma mobilização de apoio eficaz ao longo dos bordos do painel, que no presente caso, atendendo à existência dos grampos de ligação entre panos de alvenaria, poderá proporcionar ao painel um comportamento uniforme nos dois sentidos de aplicação da carga.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.90, Figura 7.91 e Figura 7.92).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, Wall_REF_01, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura 7.93, Figura 7.94, Figura 7.95, Figura 7.96).

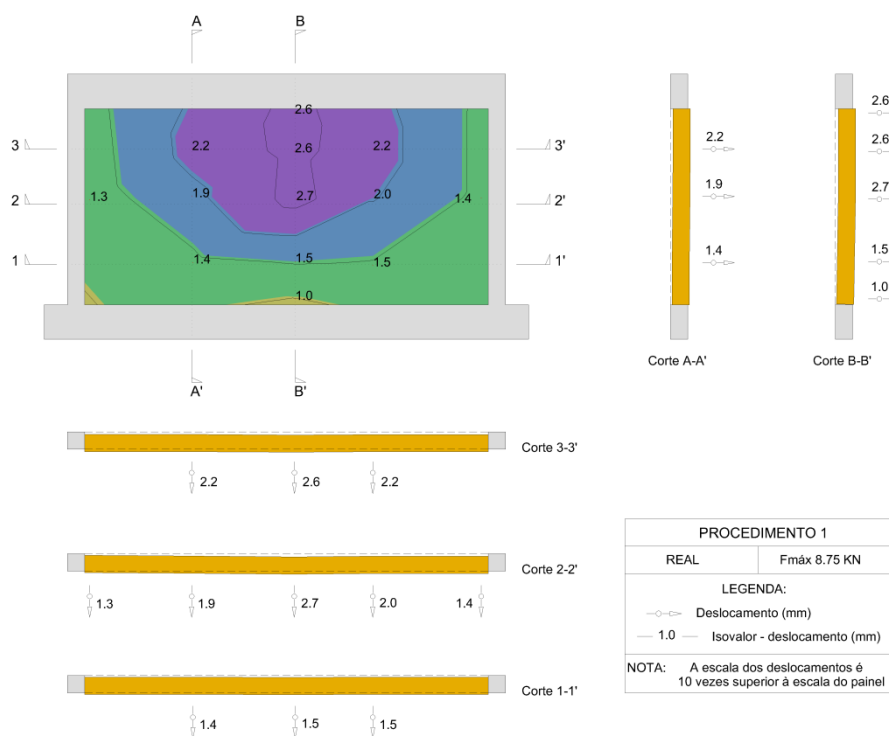


Figura 7.90 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.

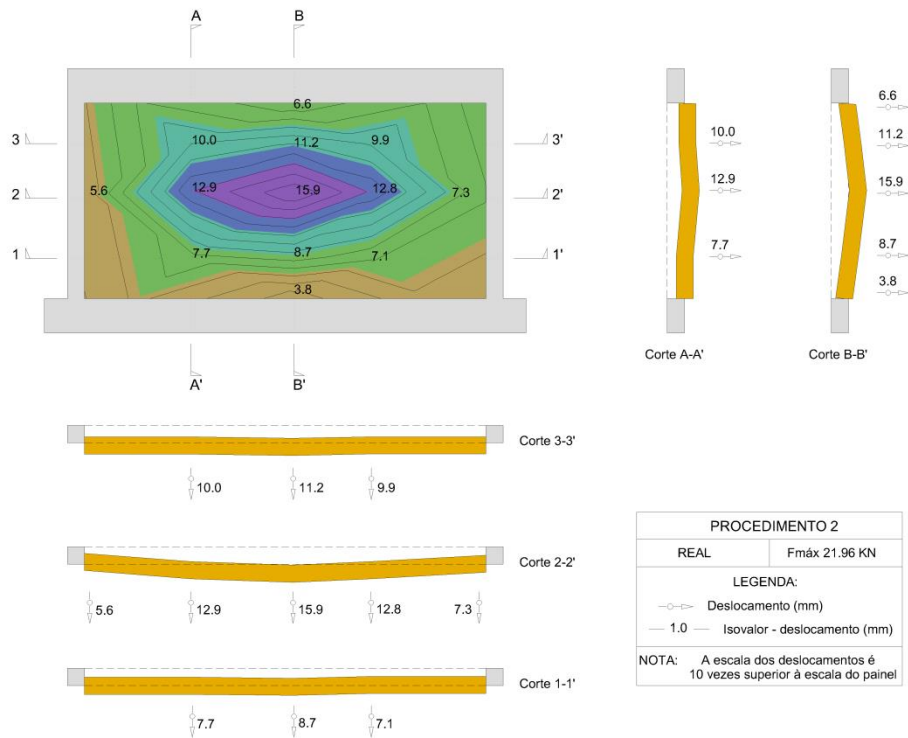


Figura 7.91 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.

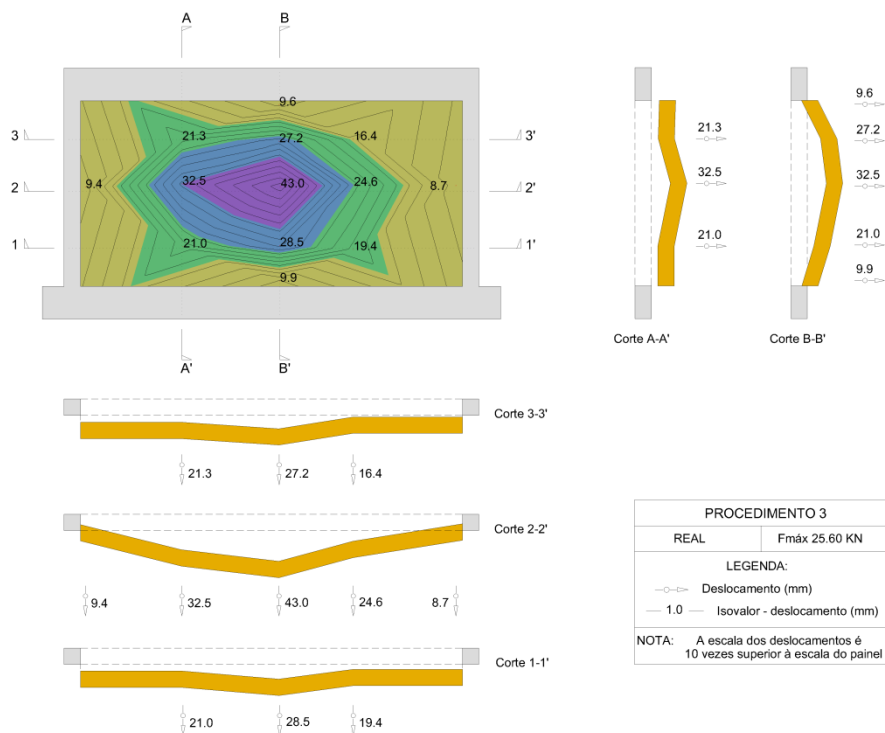


Figura 7.92 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_02.

Pela análise do gráfico da Figura 7.93, constata-se que as ligações da alvenaria com o pórtico envolvente, ao longo dos diferentes procedimentos, apresentaram um decréscimo reduzido de rigidez face à atingida no procedimento precedente, manifestando, deste modo, uma reduzida perda de integridade das referidas ligações. Pela proximidade do desenvolvimento das diferentes funções é de admitir que a rigidez das ligações é muito semelhante, assim como, a gama de deslocamentos obtidos, o que tem consequências positivas no comportamento do painel, sob o ponto de vista da mobilização de apoio, ao longo dos bordos de ligação da alvenaria à estrutura envolvente. Neste cenário e pela fendilhação observada, tudo leva a crer estarmos perante uma estrutura com um comportamento equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos, onde as diferentes ligações apresentam grande capacidade de mobilizar apoio, mercê certamente da influência positiva da forra que reveste a estrutura, associada a influência benéfica da introdução dos grampos de ligação dos dois panos de alvenaria do painel, que proporcionam um comportamento em conjunto dos dois panos.

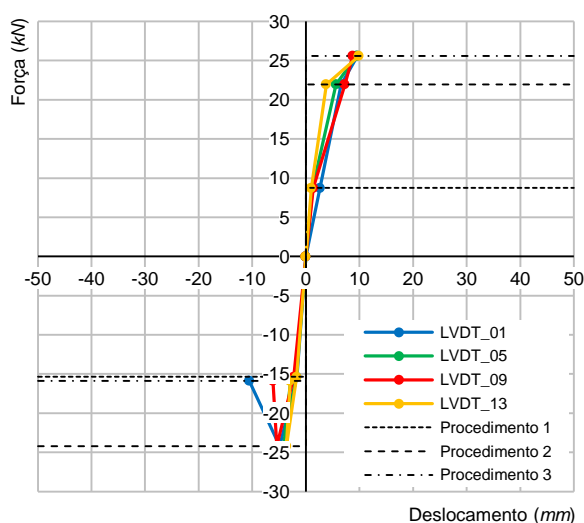
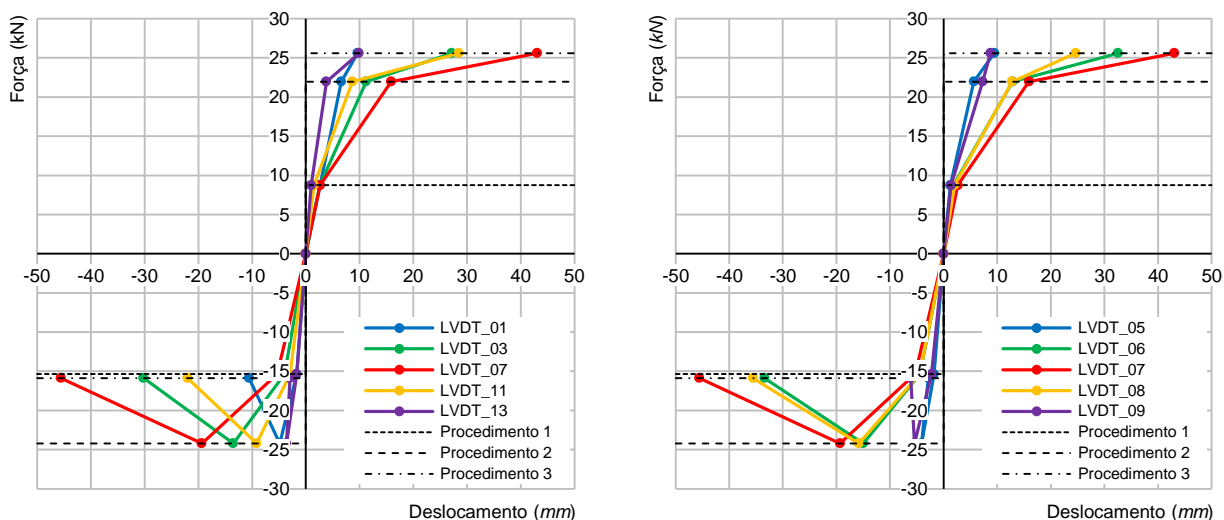


Figura 7.93 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

Pela análise dos gráficos da Figura 7.94, onde se pode constatar a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir que na direcção horizontal, correspondendo ao “*Alinhamento 5-9*”, se verifica que as diferentes posições de aquisição de deslocamento nas diferentes funções, força *versus* deslocamento, apresentam andamentos quase sobrepostos, até ao procedimento 1. O procedimento 2 é caracterizado por uma perda de rigidez em relação ao procedimento anterior, traduzida por um maior deslocamento das diversas posições, sendo possível verificar menor movimento dos bordos laterais (*LVDT_05* e *LVDT_09*) face à zona central (*LVDT_07*), apresentando os dois pontos intermédios (*LVDT_06* e *LVDT_08*) deslocamentos ligeiramente inferiores aos obtidos para a posição 7. No procedimento 3 é observada situação semelhante, mas caracterizada com uma perda de rigidez mais acentuada. Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, verifica-se de uma forma geral o ocorrido para a direcção horizontal, isto é, a posição central (*LVDT_07*) é a que apresenta maior deslocamento, seguida das posições intermédias (*LVDT_03* e *LVDT_11*), sendo os menores valores, os referentes aos apoios superior (*LVDT_01*) e inferior (*LVDT_13*). A fenomenologia observada, conjuntamente com a análise dos mapas de deslocamento, deixa antever para a parede um comportamento estrutural equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos. Tal

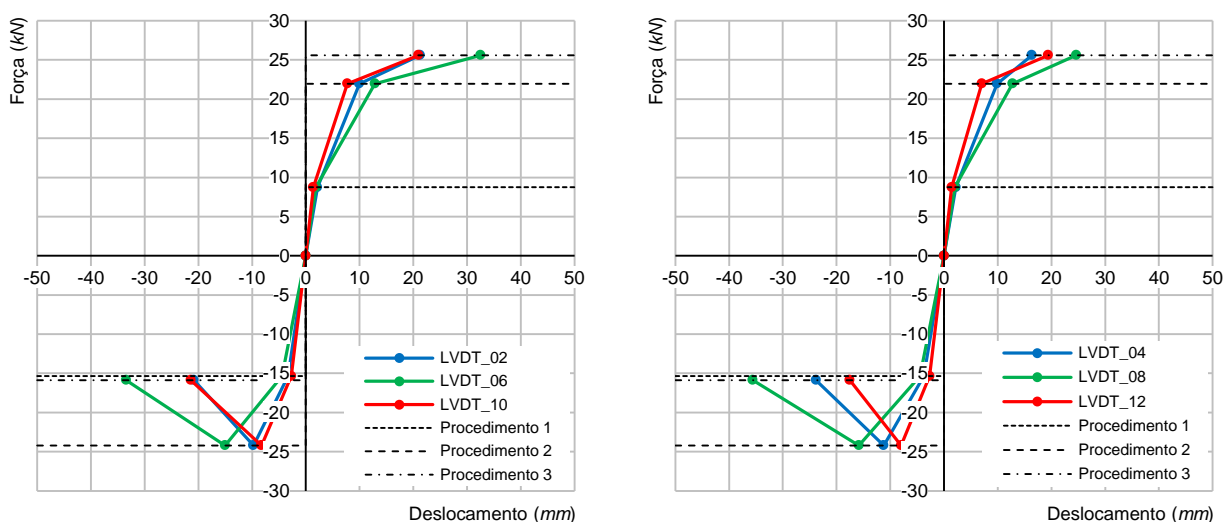
comportamento parecer ser de igual modo corroborado, quando são analisados os gráficos da Figura 7.95 e da Figura 7.96.



a) Alinhamento 1-13.

b) Alinhamento 5-9.

Figura 7.94 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.



a) Alinhamento 2-10.

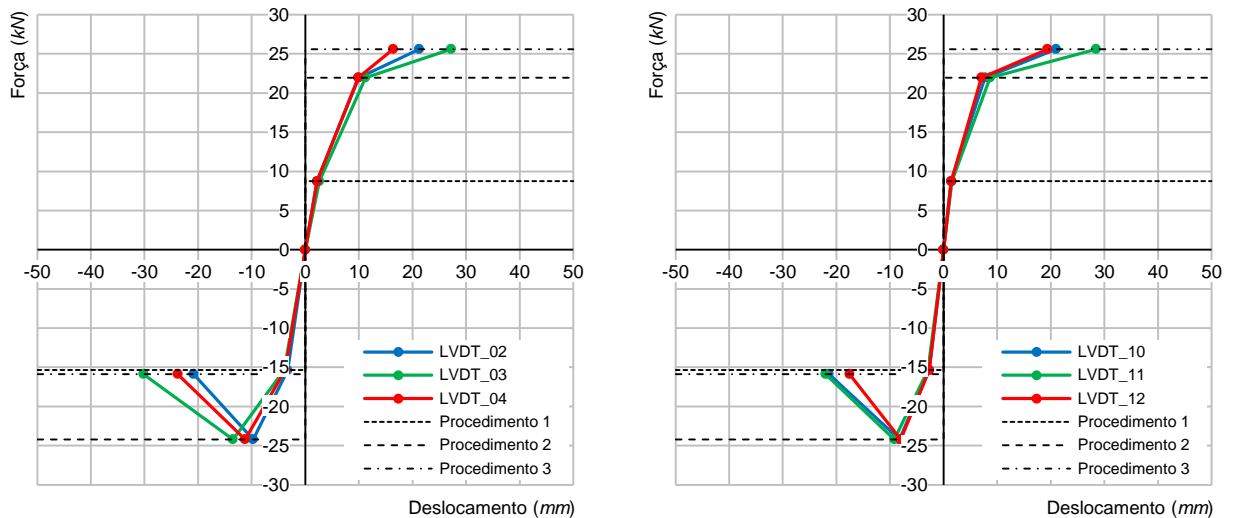
b) Alinhamento 4-12.

Figura 7.95 - Evolução da rigidez na direcção vertical.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura 7.90, Figura 7.91 e Figura 7.92), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, verifica-se que o painel parece ter correspondência com um modelo estrutural equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos, os quais apresentam capacidades muito próximas de restringir o deslocamento horizontal, sendo essa capacidade função da rigidez encontrada para cada uma das ligações.

Regista-se que o painel Wall_DPA_02, associado à manifestação de valores de deslocamento significativamente inferiores, um aumento da capacidade resistente face à parede de referência Wall_REF_01, que se cifrou em cerca de 110%, enquanto relativamente à parede do mesmo

tipo, Wall_DPA_01, houve um aumento de cerca 85%, que estará certamente relacionado com a ligação efectuada por meio de grampos entre os dois panos de alvenaria.



a) Alinhamento 2-4.

b) Alinhamento 10-12.

Figura 7.96 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

7.5 Comparação dos resultados obtidos

No sentido de ser sistematizada a informação mais relevante recolhida no decurso dos ensaios efectuados, serão apresentados nos próximos dois subcapítulos, para cada um dos tipos de ensaio, um conjunto de tabelas resumos com a informação recolhida, assim como, o tratamento dos dados obtidos, no sentido da determinação numérica de algumas das propriedades que possam contribuir para a caracterização do comportamento dos painéis.

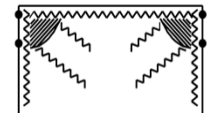
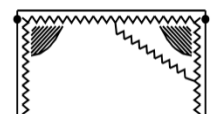
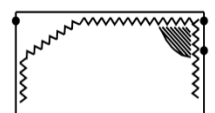
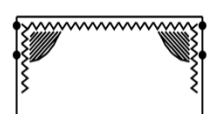
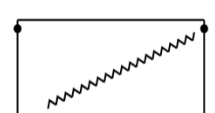
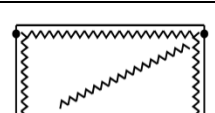
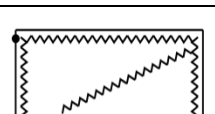
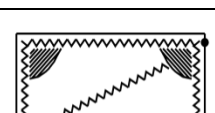
7.5.1 Ensaio no plano

Para resumir a informação de maior importância, que foi possível recolher dos diferentes ensaios no plano, compilaram-se nas tabelas seguintes (Tabela 7.11 e Tabela 7.12) os principais valores de referência, nomeadamente: a resistência máxima; o esquema de fendilhação; o tipo de rotura desenvolvido segundo Mehrabi *et al.* [45]; e a sequência do aparecimento do dano, relacionado com a força e o *drift*. Nesta tabela, além das ocorrências determinadas pelos dispositivos de aquisição de dados, procurou-se introduzir mais alguns dados relevantes, possíveis de serem observados a partir da reportagem fotográfica e de vídeo realizada para cada ensaio.

Da análise das referidas tabelas (Tabela 7.11 e Tabela 7.12) destaca-se que, de um modo geral, a primeira fenda ocorre nos interfaces de ligação, sendo o interface superior aquele que menor capacidade de ligação manifestou, verificando-se que, geralmente são os interfaces os principais responsáveis pela entrada do painel em regime não linear. Relativamente ao dano observado na zona corrente da alvenaria, este variou entre a fendilhação diagonal e o esmagamento dos cantos superiores. Por outro lado, todos os painéis apresentaram evidências de rotura das ligações da viga com o pilar.

Analisando os valores de carga para os quais surge um determinado dano e comparando-os com a resposta da curva de capacidade, é possível estabelecer uma sequência de dano relacionada com a curva de capacidade do painel, que genericamente pode ser descrita de acordo com o apresentado na Figura 7.97.

Tabela 7.11 - Resumo dos valores de referência e sequência de dano.

PAINEL	RESISTÊNCIA MÁXIMA	VALOR	ESQUEMA DE FENDILHAÇÃO	TIPO DE ROTURA	SEQUÊNCIA DE DANO		
					Força (kN)	Drift (%)	Tipo
Wall_REF_01	Força positiva (kN)	74.39		E3	32	0.03	IS
	Drift (%)	0.298			32	0.03	IL
	Força negativa (kN)	96.42			53	0.06	DG
	Drift (%)	0.509			74	0.30	EC
					74	0.30	VP
Wall_REF_02	Força positiva (kN)	176.35		E3	128	0.03	IS
	Drift (%)	0.077			128	0.03	IL
	Força negativa (kN)	184.41			128	0.03	DG
	Drift (%)	0.069			226	0.17	VP
Wall_JAR_01	Força positiva (kN)	170.00		E3	170	0.09	IS
	Drift (%)	0.090			170	0.09	IL
	Força negativa (kN)	n.a.			170	0.09	EC
	Drift (%)	n.a.			170	0.09	VP
Wall_JAR_02	Força positiva (kN)	201.76		E3	98	0.04	EC
	Drift (%)	0.255			202	0.09	IS
	Força negativa (kN)	212.36			202	0.09	IL
	Drift (%)	0.22			202	0.09	VP
Wall_RAR_01	Força positiva (kN)	198.20		C1 E3	118	0.11	DG
	Drift (%)	0.327			198	0.33	VP
	Força negativa (kN)	183.00					
	Drift (%)	0.224					
Wall_RAR_02	Força positiva (kN)	196.16		C1 E3	104	0.04	IS
	Drift (%)	0.255			196	0.26	IL
	Força negativa (kN)	212.67			196	0.26	DG
	Drift (%)	0.253			196	0.26	VP
Wall_DPA_01 (Exterior)	Força positiva (kN)	192.98		C1	144	0.05	DG
	Drift (%)	0.090			193	0.09	IS
	Força negativa (kN)	225.56			193	0.09	IL
	Drift (%)	0.137			193	0.09	VP
Wall_DPA_01 (Interior)	Força positiva (kN)	192.98		E3	144	0.05	IS
	Drift (%)	0.090			193	0.09	IL
	Força negativa (kN)	225.56			193	0.09	EC
	Drift (%)	0.137			193	0.09	VP

LEGENDA: IS, Fendilhação no interface superior; IL, Fendilhação no interface lateral; DG, Fendilhação diagonal; EC, Esmagamento no canto; VP, Fendilhação na ligação da viga com o pilar;




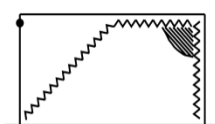
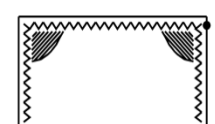



 Fendilhação;  Fendilhação na ligação da viga com o pilar;  Esmagamento.

Tabela 7.12 - Resumo dos valores de referência e sequência de dano (Continuação).

PAINEL	RESISTÊNCIA MÁXIMA	VALOR	ESQUEMA DE FENDILHAÇÃO	TIPO DE ROTURA	SEQUÊNCIA DE DANO		
					Força (kN)	Drift (%)	Tipo
Wall_DPA_02 (Exterior)	Força positiva (kN)	225.72		C1	120	0.04	DG
	Drift (%)	0.170			120	0.04	IS
	Força negativa (kN)	187.23			226	0.17	IL
	Drift (%)	0.255			226	0.17	VP
Wall_DPA_02 (Interior)	Força positiva (kN)	225.72		E3	120	0.04	IS
	Drift (%)	0.170			226	0.17	IL
	Força negativa (kN)	187.23			226	0.17	EC
	Drift (%)	0.255			226	0.17	VP

LEGENDA: IS, Fendilhação no interface superior; IL, Fendilhação no interface lateral; DG, Fendilhação diagonal; EC, Esmagamento no canto; VP, Fendilhação na ligação da viga com o pilar;  Fendilhação;  Fendilhação na ligação da viga com o pilar;  Esmagamento.

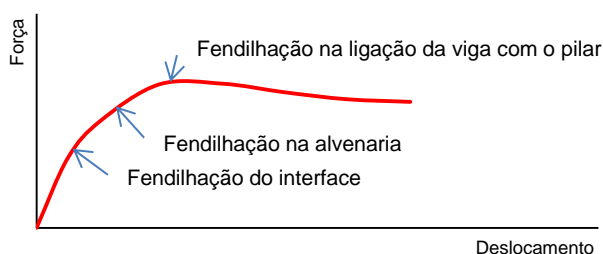


Figura 7.97 - Diagrama tipo de resposta da curva de capacidade versus dano.

De acordo com Mehrabi *et al.* [45] é possível estabelecer, a partir da curva de capacidade da estrutura obtida experimentalmente, onde $r_{m\acute{a}x}$ é a resistência máxima obtida e Δ_{rm} o correspondente valor de deslocamento, um diagrama teórico de acordo com o apresentado na Figura 7.98. Esse diagrama teórico consta de dois troços: um inicial definido por um troço recto com uma inclinação, K , definida para 50% da resistência máxima, r_{50} , representado a inclinação a rigidez secante do painel; e um troço final de inclinação nula, com a ordenada valendo 80% da resistência máxima, r_y , e compreendida entre o deslocamento Δ_y e o deslocamento Δ_{80} , o qual é definido pela intercepção do diagrama teórico com a curva experimental.

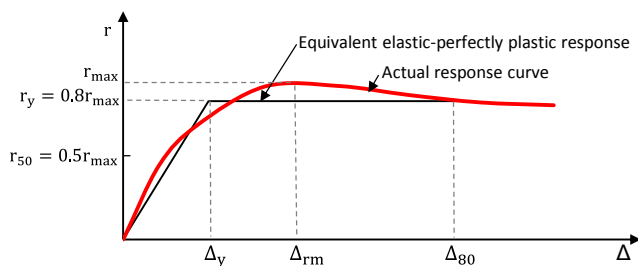


Figura 7.98 - Diagrama teórico de resposta da curva de capacidade [45].

Nestas condições a ductilidade, μ_{rm} , relativa à resistência máxima lateral, pode ser obtida pela equação seguinte:

$$\mu_{rm} = \frac{\Delta_{rm}}{\Delta_y} \quad \text{Equação 7.1}$$

Por outro lado, a ductilidade, μ_{80} , relativa à redução de 80% da resistência máxima lateral, poderá ser determinada de acordo com a expressão seguinte:

$$\mu_{80} = \frac{\Delta_{80}}{\Delta_y} \quad \text{Equação 7.2}$$

A energia dissipada pelo trabalho em regime plástico, após o dano, U , baseada no diagrama teórico de resposta da curva de capacidade, pode ser calculada de acordo com a Equação 7.3, onde Δ_a é o deslocamento máximo admissível, que pode ser definido quer como Δ_{rm} ou Δ_{80} , tendo as diferentes variáveis, nas equações anteriores, o significado representado no gráfico da Figura 7.98.

$$U = r_y(\Delta_a - \Delta_y) \quad \text{Equação 7.3}$$

Deste modo foi possível construir a Tabela 7.13 onde se apresentam as diferentes resistências máximas obtidas para cada painel ensaiado no plano, assim como, algumas das propriedades que permitem definir o comportamento dos painéis, nomeadamente: a rigidez secante, a ductilidade e a energia dissipada.

Tabela 7.13 - Resistências médias máximas e propriedades dos painéis.

PAINEL	Força máxima $r_{m\acute{a}x}$ (kN)	DIAGRAMA TEÓRICO			RESISTÊNCIA MÁXIMA			80% RESISTÊNCIA MÁXIMA		
		Força r_y (kN)	Rigidez K (kN/m)	Desloc. Δ_y (mm)	Desloc. Δ_{rm} (mm)	Ductilidade μ_{rm}	Energia U (kN.m)	Desloc. Δ_{80} (mm)	Ductilidade μ_{80}	Energia U (kN.m)
Wall_REF_01	85.41	68.32	70136	1.01	8.07	8.43	0.50	13.50	13.82	0.87
Wall_REF_02	180.38	144.30	235580	0.63	1.46	2.36	0.12	4.50	7.03	0.56
Wall_JAR_02	207.06	165.65	120710	1.37	4.78	3.48	0.56	9.65	7.02	1.36
Wall_RAR_02	204.42	163.53	106690	1.57	5.08	3.34	0.57	7.75	5.21	1.00
Wall_DPA_02	206.48	165.18	145870	1.14	4.25	3.89	0.50	6.70	6.11	0.90
Wall_JAR_01	170.00	136.00	160910	0.85	1.80	2.13	0.13	6.20	7.34	0.73
Wall_RAR_01	190.60	152.48	54040	2.83	5.51	1.97	0.42	8.75	3.12	0.91
Wall_DPA_01	209.27	167.42	163675	1.03	2.26	2.22	0.21	7.40	7.21	1.07

Da análise da Tabela 7.13 é possível evidenciar que o painel Wall_RAR_01 foi aquele que apresentou a menor capacidade resistente, $r_{m\acute{a}x}$, face às restantes soluções construtivas, sendo o aumento da capacidade resistente, $r_{m\acute{a}x}$, determinada pela existência do reboco. Quando se comparam as resistências obtidas das soluções com reboco e armadura, Wall_JAR e Wall_RAR, face à solução sem armadura, Wall_REF_02, pode-se verificar existência de um pequeno acréscimo de resistência em cerca de 10%. Por outro lado o aumento da espessura total da secção transversal da alvenaria, mantendo duas faces rebocadas, de 0.18 m na solução de parede dupla, Wall_DPA, contra os 0.15 m nas restantes soluções, contribuiu também para um grande aumento de resistência, sendo este tipo de solução aquele que apresenta os valores mais elevados, demonstrando que o aumento de secção, mantendo inalterável a variável reboco, terá mais influência na resistência final do que a introdução de armadura, o que terá como explicação, de acordo com o já referido, na pouca influência que armadura oferece neste tipo de ensaios em detrimento do aumento da secção transversal da alvenaria, uma vez que os principais esforços presentes na alvenaria são de corte. Do ponto de vista da rigidez, K, a solução de referência, Wall_REF_01, é aquela que apresenta a rigidez

mais baixa, sendo bastante aproximada pela rigidez determinada para a solução construtiva Wall_RAR, podendo esta proximidade de valores ser explicada face ao ocorrido, e anteriormente descrito, no processo construtivo implementado para a solução de reboco armada, onde a ligação mecânica das armaduras do reboco só foi realizada nos elementos de betão armado, pelo que no decurso do ensaio essas ligações mecânicas, assim como, as ligações entre o reboco e o tosco do painel foram-se degradando, ficando os panos de reboco desligados. As restantes soluções, Wall_JAR e Wall_DPA, foram as que apresentaram maiores valores de rigidez, à custa da contribuição do reboco. Nestas duas últimas soluções, regista-se que o maior valor para a solução construtiva Wall_DPA, o qual terá sido conseguido com a contribuição do reboco e com a maior espessura oferecida pela totalidade dos dois panos de alvenaria face à solução Wall_JAR. Para 80% da resistência máxima, a solução construtiva Wall_REF_01 é a que apresenta a maior ductilidade, μ_{80} . Num nível seguinte, de menor ductilidade, mas com valores muito próximos, surgem as soluções Wall_JAR e Wall_DPA e por fim, o menor valor de ductilidade é manifestado na Wall_RAR. Finalmente, relativamente à energia dissipada pelo trabalho em regime plástico após o dano, U , verifica-se que a solução construtiva Wall_JAR é aquela que maior quantidade de energia dissipa, sendo a solução Wall_REF_02 aquela que dissipa a menor quantidade de energia.

Na Figura 7.99 mostram-se as diferentes curvas de capacidade obtidas a partir das curvas experimentais dos ensaios realizados no plano dos painéis em estudo. De acordo com o já referido, registam-se os comportamentos de excepção observados; no painel Wall_RAR_01, relativamente à baixa rigidez observada; e antagonicamente, no painel Wall_REF_02 pela elevada rigidez.

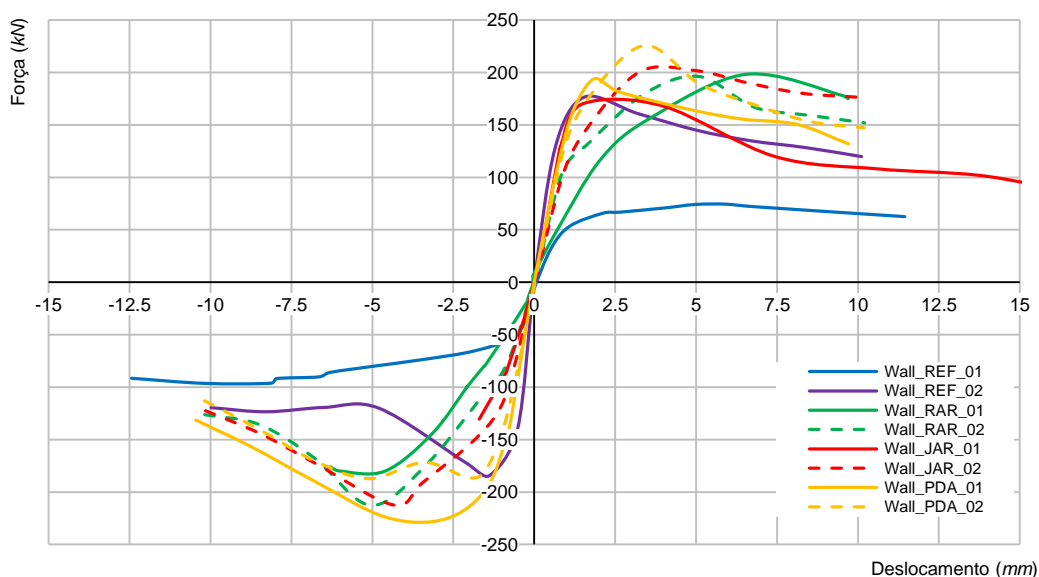


Figura 7.99 - Resumo das curvas de capacidade dos painéis. Ensaio no plano.

Pela análise dos resultados dos ensaios no plano, verifica-se que o comportamento do painel é condicionado, fundamentalmente, pelo reboco, sendo deste modo viável agrupar os painéis em dois grandes grupos: o de referência, constituído pela alvenaria não rebocada, representado pela solução construtiva Wall_REF_01; e os restantes, constituídos pelas soluções de alvenaria rebocada, independentemente de se tratar de reboco simples ou armado, ou existirem armaduras nas juntas de assentamento. Com base neste agrupamento de soluções foi possível construir a Tabela 7.14 onde se apresentam as diferentes resistências máximas

obtidas para cada um dos grupos ensaiados no plano, assim como, algumas das propriedades que permitem definir o comportamento dos painéis, nomeadamente: a rigidez secante, a ductilidade e a energia dissipada.

Tabela 7.14 - Parâmetros definidores das curvas de capacidade com base nos resultados experimentais.

DESIGNAÇÃO DO PAINEL	Força máxima $r_{m\acute{a}x}$ (kN)	DIAGRAMA TEÓRICO				80% RESISTÊNCIA MÁXIMA			
		Força r_y (kN)	Rigidez K (kN/m)	Desloc. Δ_y (mm)	Drift (%)	Desloc. Δ_{80} (mm)	Drift (%)	Ductilidade μ_{80}	Energia U (kN.m)
Wall_REF_01	85.4	68.3	70136	1.01	0.05	13.50	0.68	13.82	0.868
RESTANTES PAINÉIS									
Wall_REF_02	180.4	144.3	235580	0.63	0.03	4.50	0.23	7.03	0.555
Wall_JAR	203.3	162.8	110167	1.51	0.08	9.33	0.47	6.50	1.266
Wall_RAR	197.5	158.0	80365	2.20	0.12	8.25	0.34	4.17	0.709
Wall_DPA	207.9	166.3	154773	1.08	0.05	7.05	0.35	6.66	0.984
Média	197.4	157.9	142846	1.40	0.07	6.93	0.35	5.80	0.878
Desvio padrão	12.1	9.7	70690	0.76	0.04	1.97	0.10	1.88	0.313
Coef. de variação	6.1%	6.1%	49.5%	53.8%	53.8%	28.5%	28.5%	32.4%	35.7%

Da análise da Tabela 7.14 é possível evidenciar que o valor médio da força máxima, $r_{m\acute{a}x}$, das soluções rebocadas é 197.4 kN, sendo o coeficiente de variação da amostra de 6.1%, o que revela grande proximidade de resultados. Quando comparado o valor médio da força máxima, $r_{m\acute{a}x}$, das soluções rebocadas com a solução de referência, verifica-se que o contributo do reboco é de cerca de 100% na resistência do painel. Quanto à rigidez, K , o valor médio encontrado para as soluções rebocadas foi de 142846 kN/m, sendo o coeficiente de variação da amostra de 49.5%, revelando alguma dispersão nos resultados obtidos, mas terão explicação no anteriormente exposto acerca do painel Wall_REF_02 e da solução construtiva Wall_RAR. Quando comparada a rigidez do painel de referência com a rigidez média dos restantes painéis é possível verificar, que o reboco, também nesta propriedade, contribuiu para o aumento da rigidez em cerca de 100%. Para 80% da resistência máxima, as soluções rebocadas apresentam valores elevados de ductilidade, μ_{80} , entre 4 e 7, sendo o coeficiente de variação da amostra de 32.4%. Por fim, quanto à energia dissipada, U , verifica-se o valor médio das soluções rebocadas é de 0.878 kN.m, sendo o coeficiente de variação da amostra de 35.7%. Refira-se, no entanto, que o valor de energia dissipada, U , da solução de referência, é 0.868 kN.m, pelo que sob o ponto de vista desta propriedade as diferenças entre esta solução e as restantes soluções construtivas não são significativas, embora se destaque o maior valor de energia dissipada, U , encontrado para as soluções construtivas Wall_JAR.

Com base nos principais parâmetros apresentados: força máxima, $r_{m\acute{a}x}$; rigidez, K ; ductilidade, μ_{80} ; e energia dissipada, U , verifica-se que os indicadores estatísticos apresentados na referida tabela, o desvio padrão e o coeficiente de variação da amostra, parecem em tudo indiciar um comportamento similar para os painéis rebocados, pelo que será plausível o agrupamento de todas estas soluções construtivas num único grupo cujo denominador comum é contributo do reboco na resistência dos painéis quando solicitados horizontalmente no seu plano.

7.5.2 Ensaio para fora do plano

Para resumir o comportamento exibido pelos painéis ensaiados, mostram-se na Figura 7.100 as diferentes curvas de capacidade obtidas a partir das curvas experimentais dos ensaios realizados para fora do plano dos painéis em estudo. Regista-se o bom comportamento observado exibido pelas soluções construtivas armadas, Wall_RAR e Wall_JAR, face ao painel de referência; Wall_REF_01.

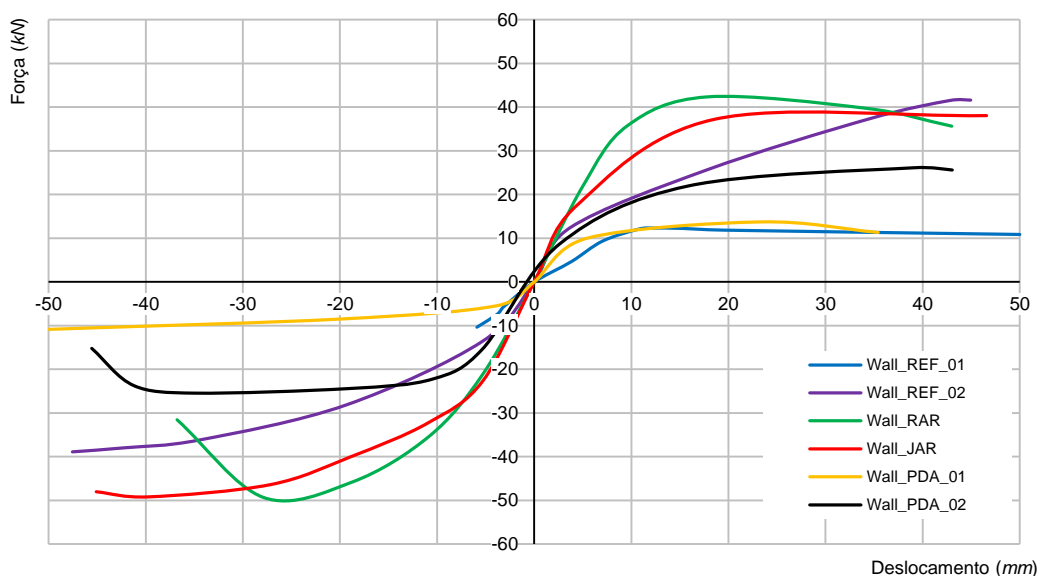


Figura 7.100 - Resumo das curvas de capacidade dos painéis. Ensaio para fora do plano.

Para sintetizar a informação de maior importância que foi possível recolher dos diferentes ensaios para fora do plano, compilaram-se na Tabela 7.15 os principais valores de referência, nomeadamente: os deslocamentos máximos obtidos de cada sentido de aplicação da carga e os correspondentes valores de força; a resistência máxima alcançada em cada ensaio e o correspondente valor de deslocamento; o deslocamento máximo referente ao estado final do painel (sentido positivo de aplicação das cargas), nas posições de leitura 1, 5, 7, 9 e 13; a rigidez obtida nas ligações (Posições de leitura 1, 5, 9 e 13) e no ponto central do painel (Posição de leitura 7); e modelo estrutural admitido face aos dados recolhidos.

Pela análise da Tabela 7.15 verifica-se que os painéis apresentaram capacidades máximas resistentes muito díspares. O painel de referência, Wall_REF_01, foi o que apresentou a menor resistência do conjunto dos painéis ensaiados, cifrando-se o seu valor em 12.3 kN. A mesma gama de resistência também foi encontrada para o painel Wall_DPA_01, onde foi obtida a resistência de 13.7 kN no sentido positivo de aplicação das cargas. Comparando estes dois resultados com a solução construtiva adoptada para os painéis ensaiados, é possível concluir que no painel Wall_DPA_01, apesar do pano de alvenaria ter menor espessura face ao de referência, isto é, 0.11 m contra 0.15 m deste último, a presença da forra e do reboco, mesmo aplicado numa só face foi determinante para a obtenção de uma capacidade resistente superior. Se compararmos estes dois painéis no sentido negativo de aplicação das cargas, verificamos que o painel Wall_DPA_01 continua a apresentar maior resistência, mas em menor escala, sendo obtido para este o valor de 10.9 kN contra o valor de 10.3 kN do painel de referência, revelando também neste sentido, apesar de não se fazer sentir o efeito da forra, a influência benéfica do reboco.

Tabela 7.15 - Resumo dos valores de referência e previsão do modelo estrutural desenvolvido.

PAINEL	FORÇA	DESLOCAMENTO				RIGIDEZ			MODELO ESTRUTURAL
	Força Positiva	Máximo Positivo		1		1			
	Força Negativa	Máximo Negativo	5	7	9	5	7	9	
	Força Máxima (kN)	Deslocamento (mm)	(mm)			(kN/m)			
Wall_REF_01 (Airbags)	12.2	45.20		84		145			
	-10.3	-5.90	38	45	38	321	271	321	
	12.3	12.32		3			4067		
Wall_REF_02	41.6	44.94		18		2311			
	-38.9	-47.55	20	45	21	2080	924	1980	
	41.6	44.94		18		2311			
Wall_JAR_02	41.4	45.97		11		3765			
	-51.1	-43.81	18	46	18	2301	900	2301	
	52.1	37.13		26		1593			
Wall_RAR_02	35.7	42.97		45		792			
	-32.7	-36.76	32	43	37	1114	829	964	
	49.3	27.89		12		2972			
Wall_DPA_02	25.6	43.04		10		2560			
	-15.9	-45.57	10	43	9	2560	595	2844	
	25.6	43.04		10		2560			
Wall_JAR_01	34.7	46.40		15		2312			
	-46.5	-46.79	23	46	17	1508	754	2040	
	48.6	38.04		15		2312			
Wall_RAR_01 (Airbags)	26.0	18.98		14		2450			
	-19.0	-1.81	9	19	7	3811	1368	4900	
	34.4	7.20		3		11433			
Wall_RAR_01	53.8	43.48		71		757			
			36	43	33	1494	1250	1629	
	53.8	43.48		18		2987			
Wall_DPA_01	11.3	33.09		-16		-707			
			-10	36	7	-1131	314	1616	
	13.7	23.28		0		∞			
Wall_DPA_01				82		-132			
	-10.9	-49.99	20	50	4	-543	-217	-2715	
	-10.9	-49.99		8		-1358			

A solução de parede dupla rebocada, com forra revestindo a estrutura e com os dois panos de alvenaria dotados de grampos de ligação, Wall_DPA_02, apresentou uma resistência máxima de 25.6 kN, valor muito superior ao revelado pelo painel de referência. Apesar da espessura equivalente do painel Wall_DPA_02 só representar 0.12 m face aos 0.15 m do painel Wall_REF_01, o aumento da capacidade resistente foi conseguido à custa da forra e do reboco, assim como, do funcionamento em conjunto dos dois panos de alvenaria.

Constata-se, na linha do ocorrido no ensaio no plano, que o painel Wall_REF_02 apresentou uma resistência máxima de 41.6 kN, a qual se afigura extremamente elevada, contrariando todas as expectativas. Tal ocorrência, poderá ter explicação numa construção muito mais cuidada, nomeadamente, ao nível da realização de uma forma mais eficaz do encunhamento da alvenaria com estrutura envolvente, proporcionando melhor comportamento aos interfaces de ligação, como é possível verificar pela grande proximidade dos valores obtidos para a

rigidez final destes interfaces face aos obtidos para a rigidez final dos interfaces dos painéis de junta de assentamento armada, que devido à ligação proporcionada pela armadura ao pórtico envolvente, foi a solução mais eficaz em termos de comportamento para fora do plano.

As soluções construtivas de alvenaria com reboco armado, Wall_RAR, e de alvenaria rebocada com juntas de assentamento armadas, Wall_JAR, foram aquelas que apresentaram as maiores capacidades resistentes, sendo os seus valores médios, respectivamente, 51.6 kN e 50.4 kN. Face à solução de referência, foi indubitavelmente à custa do reboco e da armadura que este acréscimo de resistência foi conseguido. Relativamente às restantes soluções ensaiadas, pese embora as variações em termos de espessura de panos de alvenaria, foi seguramente a influência da armadura que contribuiu para este bom desempenho em termos de capacidade resistente face ao encontrado para os painéis isentos de armadura apesar de rebocados.

Analisando a Tabela 7.15 relativamente à rigidez encontrada no procedimento final do ensaio e o correspondente modelo estrutural, pode-se concluir que foram encontrados para os diferentes painéis dois tipos de comportamento estrutural, que apesar de não se apresentarem imaculados sob o ponto de vista conceitual, pois foi sempre possível constatar deslocamentos nos bordos função da sua maior ou menor rigidez, mesmo assim foi possível evidenciar duas tendências comportamentais: uma do tipo de laje em consola; e outra do tipo de laje apoiada em quatro bordos.

O painel Wall_REF_01, as soluções construtivas de alvenaria com reboco armado, Wall_RAR, e o painel Wall_DPA_01, no sentido negativo de aplicação das cargas, apresentaram um comportamento, que tendencialmente apontou para um modelo estrutural de laje em consola, que pode ser constatado pelos baixos valores de rigidez exibidos nos bordos laterais e superior face ao bordo inferior. No conjunto dos painéis ou soluções que exibiram este comportamento, não seria expectável que a solução do tipo Wall_RAR, devido a existência de armadura no reboco manifestasse este comportamento. Contudo, o comportamento exibido por esta solução construtiva, poderá ser explicado, devido a este painel na fase do ensaio para fora do plano se comportar como dois sistemas estruturais independentes, sendo exteriormente constituídos pelas duas faces de reboco armado e interiormente pelo pórtico de betão armado preenchido pela alvenaria com uma configuração próxima da parede de referência.

Os restantes painéis ou soluções construtivas desenvolveram um comportamento, que tendencialmente apontou para um modelo estrutural de laje apoiada em quatro bordos, que pode ser constatado pelos baixos valores de rigidez exibidos na zona central dos painéis face aos bordos. Este comportamento observado foi desenvolvido graças a existência das armaduras de junta nas soluções construtivas do tipo Wall_JAR, enquanto para o painel Wall_DPA_02 se deveu sobretudo à existência da forra e do comportamento em conjunto proporcionado pela ligação dos panos de alvenaria. Para o sentido positivo de aplicação da carga no painel Wall_DPA_01 esse comportamento ficou a dever-se certamente à mobilização de apoio desenvolvida pela forra que envolve a estrutura. Por outro lado, no painel Wall_REF_02 o comportamento de laje apoiada em quatro bordos terá ficado a dever-se a uma construção cuidada, nomeadamente, ao nível da realização de uma forma mais eficaz do encunhamento da alvenaria com estrutura envolvente, proporcionando melhor comportamento aos interfaces de ligação.

7.6 Conclusões do capítulo

Do estudo experimental realizado sobre a resposta mecânica no plano e fora do plano dos painéis de alvenaria quando solicitados horizontalmente, foi possível retirar algumas conclusões. Relativamente aos ensaios realizados no plano importa realçar o seguinte:

- É possível estabelecer uma sequência de dano relacionada com a curva de capacidade do painel, verificando-se que geralmente são os interfaces, os principais responsáveis pela entrada do painel em regime não linear, seguindo-se-lhe o dano observado na zona corrente da alvenaria, variando entre a fendilhação diagonal e o esmagamento dos cantos superiores, e por fim, a rotura das ligações da viga com o pilar;
- A primeira fenda ocorre nos interfaces de ligação, sendo o interface superior aquele que menor capacidade de ligação manifestou;
- Os painéis apresentaram evidências de rotura das ligações da viga com o pilar devidas à interação do pano de alvenaria com o pórtico envolvente;
- O painel de referência, Wall_REF_01, foi aquele que apresentou a menor capacidade resistente e a menor rigidez, com a maior ductilidade;
- Nos painéis rebocados, regista-se o forte crescimento da capacidade resistente face à apresentada pelo painel de referência, assim como, da rigidez;
- A solução construtiva Wall_JAR é aquela que apresenta o melhor comportamento relativamente à energia dissipada pelo trabalho em regime plástico após o dano;
- Não foi possível evidenciar de uma forma significativa qualquer ganho de resistência devido à introdução das armaduras, facto que poderá estar relacionado com a pouca influência que as armaduras oferecem neste tipo de ensaios, uma vez que os principais esforços presentes na alvenaria são de corte;
- Com base nos parâmetros: força máxima; rigidez; ductilidade; e energia dissipada, verifica-se que os indicadores estatísticos parecem em tudo indiciar um comportamento similar para os painéis rebocados, pelo que será plausível o agrupamento de todas estas soluções construtivas num único grupo cujo denominador comum é o contributo do reboco na resistência dos painéis quando solicitados horizontalmente no seu plano.

Do conjunto dos ensaios realizados para fora do plano verificou-se:

- O painel de referência, Wall_REF_01, foi o que apresentou a menor resistência do conjunto dos painéis ensaiados;
- Face ao painel de referência, Wall_REF_01, as soluções construtivas de alvenaria com reboco armado, Wall_RAR, e de alvenaria rebocada com juntas de assentamento armadas, Wall_JAR, foram aquelas que apresentaram as maiores capacidades resistentes, sendo este acréscimo de resistência conseguido à custa do reboco e da armadura;
- Foi possível evidenciar, para os diferentes painéis, função da maior ou menor rigidez dos interfaces de ligação, duas tendências comportamentais relativas ao modelo estrutural exibido: uma do tipo de laje em consola; e outra do tipo de laje apoiada em quatro bordos;
- O recurso aos grampos de ligação entre panos de alvenaria, nas soluções de alvenaria dupla, revelou-se decisiva nos bons resultados obtidos pelo painel Wall_DPA_02 face ao painel Wall_DPA_01, pois permitiram duplicar a resistência máxima obtida neste último;
- Pelo bom comportamento evidenciado no painel onde foram implementados, o recurso aos grampos de ligação dos panos de alvenaria, deveria ser uma prática obrigatória em edifícios novos, assim como, se apresenta como uma solução de reabilitação, de fácil

execução e possível de ser aplicada em edifícios existentes construídos com paredes duplas de preenchimento sem qualquer ligação entre panos de parede.

8 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS ALVO SUJEITOS A ENSAIOS DINÂMICOS NA MESA SÍSMICA

Nos capítulos anteriores foram apresentados os ensaios experimentais relativos à caracterização dos materiais com interesse para esta pesquisa e os ensaios estáticos para a avaliação do comportamento no plano e para fora do plano dos painéis de alvenaria. Neste capítulo, para finalizar a apresentação da totalidade das campanhas de ensaios proposta para avaliar o comportamento das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos, apresentam-se os ensaios dinâmicos realizados aos edifícios alvo, cuja descrição foi efectuada no capítulo 5.

Foi já referido anteriormente que esta componente da investigação experimental será apresentada de uma forma resumida, focalizando-se nos aspectos mais relevantes para o presente trabalho: comparação com o comportamento observado nos ensaios estáticos; e obtenção de dados experimentais que possam validar as grandezas obtidas por outros meios experimentais ou pelo estudo paramétrico levado a efeito no capítulo 9. Os presentes ensaios serão objecto de uma apresentação completa e mais aprofundada em outro trabalho de investigação que está a decorrer na Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

8.1 Introdução

Os ensaios dinâmicos foram levados a efeito recorrendo à mesa sísmica do NESDE (Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas) do LNEC. Estes ensaios incidiram na avaliação do comportamento face às acções sísmicas das várias soluções construtivas para as paredes de alvenaria de enchimento, assim como, no comportamento de estruturas de betão armado dimensionadas segundo diferentes regulamentos.

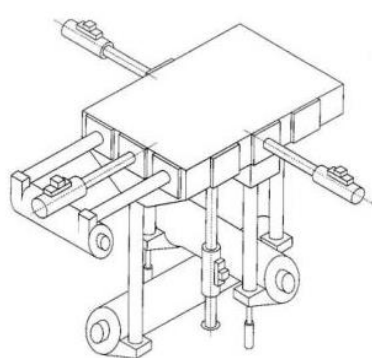
A tipologia dos modelos alvo do estudo foi estudada e apresentada no capítulo 5, tendo sido definida através da análise da tipologia das estruturas e das envolventes do património habitacional construído em Portugal nas últimas duas décadas e na perspectiva da sua evolução. Desse estudo realizado foram definidos três edifícios alvo, os quais foram reduzidos na escala 1:1.5, recorrendo à análise dimensional a partir da definição de leis de semelhança, de forma a ser possível a realização dos ensaios laboratoriais, os quais estão condicionados às dimensões e capacidade da mesa sísmica.

8.2 Esquema de ensaio

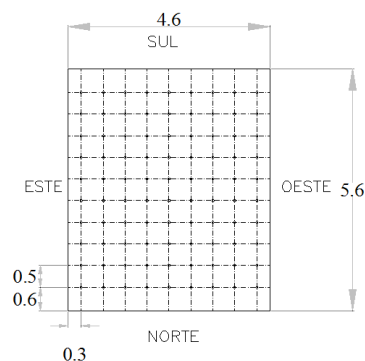
Seguidamente será apresentado o programa experimental realizado no NESDE do LNEC, mais especificamente a geometria dos modelos, as soluções construtivas, as fases de ensaio e a instrumentação.

8.2.1 Geometria e lei de semelhança

A geometria dos modelos ensaiados (vãos e secções dos componentes dos pórticos, número de pisos, tipo de envolvente e dimensões das aberturas) definiu-se com base num compromisso estabelecido entre o resultado da pesquisa apresentada no capítulo 5 acerca da caracterização da tipologia das estruturas e das envolventes do património habitacional construído em Portugal nas últimas duas décadas e as limitações da mesa sísmica, cujas dimensões disponíveis e esquema geral se mostram na Figura 8.1.



a) Esquema geral.

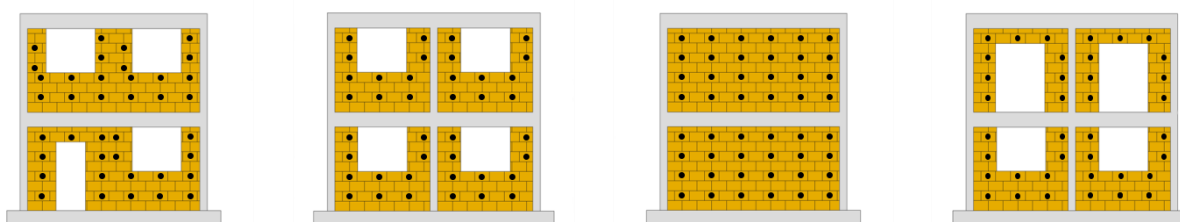


b) Dimensões e furação da superfície da mesa (em metros)

Figura 8.1 - Mesa sísmica do NESDE do LNEC.

A relação entre os protótipos idealizados para o conjunto de ensaios experimentais e os modelos em escala efectivamente ensaiados foi definida através de uma lei de semelhança. Tendo em consideração a resposta dinâmica não linear da estrutura durante o ensaio experimental, optou-se pela Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude, apresentada na Tabela 5.8. Atendendo à referida lei de semelhança com a consideração da escala de 1:1.5, que corresponde ao factor de escala, λ , igual a 1.5, resultaram novas relações geométricas para os modelos ensaiados, as quais relativamente às plantas são apresentadas na Figura 5.11, sendo mostradas para os alçados na Figura 5.12 e na Figura 5.13.

Como foi alvo de discussão no capítulo 5, a Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude obriga à utilização de massas adicionais no modelo escalado, uma vez que é impossível, usando o mesmo material do protótipo no modelo, escalar o seu peso específico num factor de escala λ^{-1} que corresponderia em aumentar o peso específico do modelo face ao protótipo em 1.5 vezes. Para fazer face a esta situação, de acordo os valores das massas adicionais calculados para vigas, pilares e lajes de betão armado apresentado na Tabela 5.9 e para o diferencial do peso das alvenarias exteriores entre os protótipos e os modelos, no presente conjunto de ensaios aplicaram-se massas adicionais em dois locais distintos: nas lajes de betão armado e nas paredes de alvenaria. A cada uma das lajes acoplaram-se 6 massas de 1200 kg cada, enquanto nas paredes de alvenaria se aplicaram 334 massas de 7.2 kg cada, segundo o esquema na Figura 5.9, que se repete também na face interior dos panos.



a) Alçado Norte.

b) Alçado Este.

c) Alçado Sul.

d) Alçado Oeste.

Figura 8.2 - Esquema de localização das massas adicionais nos alçados.

Em resumo, os modelos representam os edifícios alvo, sendo constituídos, do ponto de vista qualitativo, por um estrutura porticada em betão armado com dois pisos, lajes em betão armadas em ambas as direcções, pórticos de vão único nos alçados Norte e Sul e pórticos de vão duplo nos alçados Este e Oeste. A envolvente, englobando os pórticos

preenchidos por alvenaria de enchimento, apresenta aberturas em todos os alçados à excepção do alçado Sul.

8.2.2 Soluções construtivas

Como relatado no capítulo 5, os três modelos destinados à investigação experimental representativos dos edifícios alvo, partilham as dimensões e geometria acima descritas. Contudo foram dimensionados com base em regulamentos e classes de betão e aço distintos, sendo a solução construtiva da envolvente também distinta nos diferentes modelos.

8.2.2.1 Modelo 1

No Modelo 1 a estrutura de betão foi dimensionada seguindo o RSA [5] e o REBAP [6], sendo o betão da classe C20/25 e o aço da classe A400NR. As disposições construtivas das armaduras das vigas, pilares e lajes maciças encontram-se, respectivamente, patenteados na Figura A 2, Figura A 3 e Figura A 7. A envolvente foi executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por dois panos separados por uma caixa-de-ar com 2 cm, com a espessura de 7 cm no pano interior e de 9 cm no pano exterior. As juntas de assentamento foram realizadas com argamassa da classe M5 tipo CIARGA. As faces exteriores das vigas e dos pilares foram revestidas por uma forra em alvenaria de tijolo com 3 cm de espessura. O revestimento da envolvente foi realizado com 1.0 cm de reboco da classe M5 tipo CIARGA pelo exterior e com 1.0 cm de gesso projectado pelo interior. Na Figura 5.14 a) e b) é apresentada esquematicamente a solução construtiva adoptada para a envolvente. Na Figura 8.3 podem ser observados alguns detalhes construtivos, nomeadamente, o pormenor construtivo da Figura 8.3 a) adoptado no pano exterior da envolvente para a realização da forra de alvenaria na zona do pilar e o detalhe da Figura 8.3 b) mostrando a secção transversal da alvenaria de preenchimento.



a) Pano exterior.



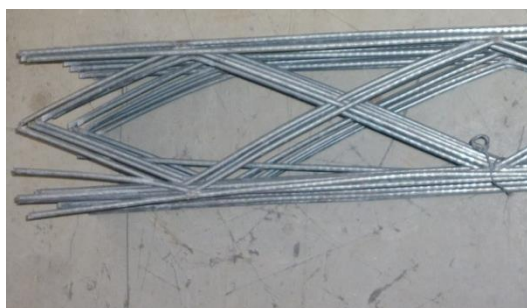
b) Secção transversal da envolvente.

Figura 8.3 - Detalhes construtivos do Modelo 1.

8.2.2.2 Modelo 2

No Modelo 2 a estrutura de betão foi dimensionada de acordo com o EC2 [22] e EC8 [2], sendo escolhidos o betão da classe C30/37 e aço da classe A500NR. As disposições construtivas das armaduras das vigas, pilares e lajes maciças encontram-se, respectivamente, patenteados na Figura A 4, Figura A 5, Figura A 6 e Figura A 7. A envolvente foi executada em alvenaria de

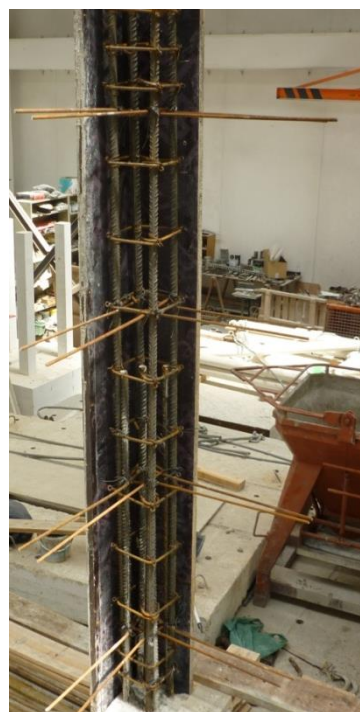
tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por um pano simples com 15 cm de espessura com armadura nas juntas de assentamento. As juntas de assentamento foram realizadas com argamassa da classe M5 tipo *CIARGA*. A armadura de junta em forma de treliça tipo *BEKAERT - Murfor RND 4/100*, foi aplicada com uma fiada de espaçamento e ligada aos pilares através de emenda a varões de aço com $\varnothing 6$ mm colocados na fase de betonagem, amarrando para o interior dos pilares. O revestimento da envolvente foi realizado com 1.0 cm de reboco da classe M5 tipo *CIARGA* pelo exterior e com 1.0 cm de gesso projectado pelo interior. Na Figura 5.14 c) e d) é apresentada esquematicamente a solução construtiva adoptada para a envolvente. Na Figura 8.4 podem ser observados alguns detalhes construtivos, nomeadamente, a armadura de junta, mostrada na Figura 8.4 a), em forma de treliça usada nas juntas de assentamento das unidades de alvenaria, o pormenor da emenda, mostrada na Figura 8.4 b), da armadura de junta com a armadura de ligação e o pormenor apresentado na Figura 8.4 c) onde é possível observar a amarração dos varões de aço $\varnothing 6$ mm no interior de um dos pilares antecedendo a fase de betonagem.



a) Armadura de junta *Murfor RND.4/100*.



b) Emenda entre as armaduras de ligação e de junta.



c) Amarração da armadura de ligação.

Figura 8.4 - Detalhes construtivos do Modelo 2.

8.2.2.3 Modelo 3

O Modelo 3, à excepção da solução preconizada para a envolvente, é em tudo idêntico ao modelo anterior. Neste caso, a envolvente foi executada em alvenaria de tijolo preenchendo o vão dos pórticos, constituída por um pano simples com 15 cm de espessura. As juntas de assentamento foram realizadas com argamassa da classe M5 tipo *CIARGA*. A envolvente foi revestida em ambas as faces por reboco armado da classe M5 tipo *CIARGA* com 1.0 cm de espessura. A armadura usada foi uma malha de aço $\varnothing 1.05$ mm de 12.7×12.7 mm² tipo *BEKAERT - Armanet*, pregada aos elementos de betão armado por meio de cavilhas de fixação

directa tipo *HILTI - X-M8H10-37-P8* com recurso a tecnologia fulminante e conectada à malha de aço por anilha de fixação com $\varnothing 20$ mm de diâmetro e 2 mm de espessura. Na Figura 5.15 e) e f) é apresentada esquematicamente a solução construtiva adoptada para a envolvente. Na Figura 8.5 podem ser observados alguns detalhes construtivos, nomeadamente, o pormenor apresentado na Figura 8.5 a) referente à aplicação da armadura para a realização do reboco armado, o detalhe mostrado na Figura 8.5 b) relativo ao prego *HILTI - X-M8H10-37-P8* usado na pregagem da malha de aço aos elementos de betão armado, o detalhe mostrado na Figura 8.5 c) de uma das massas adicionais usadas para corrigir, de acordo com a Lei de Semelhança de Cauchy mais Froude, o peso específico da parede e, na Figura 8.5 d), a fase de aplicação do reboco sobre a armadura no interior do modelo.



a) Malha de aço $\varnothing 1.05$ mm de 12.7x12.7 mm.



b) Pregos *HILTI - X-M8H10-37-P8*.



c) Massas adicionais usadas na envolvente.



d) Aplicação de reboco.

Figura 8.5 - Detalhes construtivos do Modelo 3.

8.2.3 Construção dos modelos

A construção dos modelos foi realizada no NESDE do LNEC. Devido às limitações físicas do laboratório, a construção dos três modelos não se iniciou em simultâneo, tendo sido iniciada pelo Modelo 1, seguindo-se o Modelo 2 com um desfasamento temporal inerente à realização da estrutura do Modelo 1. O Modelo 3 foi construído numa fase muito posterior à dos dois anteriores por questões relacionadas com o financiamento. O processo construtivo, assim como, a mão-de-obra usada na construção dos modelos foi de acordo com a prática construtiva corrente para situações congêneres do universo da construção civil. Na Figura 8.6 é possível observar duas fases construtivas do Modelo 1 e 2. Numa das fases mais iniciais, como é apresentado na Figura 8.6 a) verifica-se que o Modelo 1 tem a estrutura concluída, enquanto

o Modelo 2 ainda apresenta a cofragem aplicada aos elementos estruturais e numa fase posterior, como é mostrado na Figura 8.6 b), pode verificar-se que o Modelo 1 está concluído, enquanto o Modelo 2 ainda se encontra em estrutura.

Na construção das envolventes dos três modelos, nomeadamente as referentes ao Modelo 2 e Modelo 3, que por saírem da prática corrente do pedreiro, poder-se-ia supor que necessitariam de mão-de-obra especializada e de mais tempo para a realização das tarefas correspondentes. Na realidade verificou-se que estas soluções, foram executadas por uma mão-de-obra sem qualquer especialização para o efeito, assim como, o tempo de execução foi menor face à solução tradicional implementada no Modelo 1.



a) Modelo 1 e 2 em estrutura.



b) Modelo 1 construído e o Modelo 2 em estrutura.

Figura 8.6 - Construção dos modelos.

8.2.4 Instrumentação

A finalidade última da instrumentação é a recolha de dados sobre os quais, numa fase posterior à do ensaio se possa avaliar o comportamento do modelo, sob a perspectiva do conjunto dos parâmetros recolhidos. Importa durante o ensaio efectuar a recolha dos parâmetros com interesse para o estudo, nomeadamente a frequência de vibração, os deslocamentos e as acelerações. Para tal é importante, além de prever o comportamento da estrutura, de forma a instrumentar as zonas mais relevantes, também realizar a escolha do equipamento adequado para o efeito. O NESDE disponibilizou quatro tipos de equipamento de aquisição: acelerómetros; câmaras digitais *Hamamatsu*; dispositivos de aquisição de deslocamentos, *LVDT*; e o sistema de aquisição de movimento por *leds Krypton*. Contudo, nem todos os equipamentos foram utilizados nos três modelos ensaiados, tanto por opção como por disponibilidade.

A análise comportamental do modelo não se apoia exclusivamente na aquisição dos dados recolhidos pela instrumentação, mas também na observação visual, recorrendo ao registo do dano sofrido através de notas escritas e desenhadas, fotografias e vídeos.

Tendo em consideração os objectivos do ensaio, a instrumentação dos modelos destinou-se a adquirir tanto o comportamento global da estrutura de betão armado como o comportamento dos vários panos de alvenaria. O comportamento global registou-se com recurso a acelerómetros colocados em dois cantos opostos de ambas as lajes, um em cada direcção principal, ver Figura 8.7 a), e com câmaras digitais *Hamamatsu* capazes de registar o movimento ao longo do tempo de um determinado ponto num plano. Estas últimas foram colocadas, pelo exterior, nos cantos das lajes que não tinham acelerómetros.

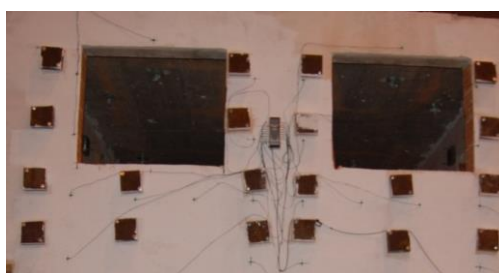
Nos modelos, além da instrumentação já descrita, foram instalados dispositivos de aquisição de deslocamentos, *LVDT*, com o objectivo de medir as variações de comprimento diagonal dos painéis de alvenaria de preenchimento, de forma a analisar a deformação máxima dos pórticos, assim como, a dimensão das fendas resultantes dessa deformação.

O Modelo 2 foi também instrumentado com o sistema de aquisição de movimento por *leds Krypton*, ver Figura 8.7 b), o qual foi aplicado no pano de alvenaria do segundo piso do alçado Norte para serem medidos os movimentos do referido pano, usando como referência a viga de betão armado superior.

Nos modelos ensaiados, para avaliar o comportamento das paredes de alvenaria, além da instrumentação específica mencionada, recorreu-se também ao uso de acelerómetros, aplicados em vários pontos da alvenaria de preenchimento, como se mostra na Figura 8.7 c). No caso do Modelo 1, devido à existência de panos duplos de alvenaria, colocaram-se acelerómetros pelo interior e pelo exterior.



a) Acelerómetros nos cantos das lajes.



b) *Leds* do sistema de aquisição de movimento por *leds Krypton*.



c) Acelerómetros nas paredes de preenchimento.

Figura 8.7 - Instrumentação dos modelos.

Os sistemas de controlo dos ensaios, assim como, a aquisição e o condicionamento da informação recolhida pela instrumentação estavam instalados na sala de controlo do laboratório, como se mostra na Figura 8.8, onde da esquerda para a direita, é possível ver: o equipamento de controlo das bombas de óleo e conseqüentemente dos actuadores da mesa sísmica; os três monitores do computador onde está instalado o programa que controla a mesa sísmica e onde são injectados os sinais; o *main power* dos anteriores; e finalmente o equipamento de aquisição de dados recolhidos pela instrumentação.



Figura 8.8 - Sala de controlo da mesa sísmica com equipamento de controlo da mesa e de aquisição da instrumentação.

8.2.5 Definição das fases de ensaio

O EC8 [2] define que o período de retorno característico de uma acção sísmica é de 475 anos, mas que dependendo da classe de importância da estrutura a dimensionar, o valor de cálculo da aceleração à superfície é alterado. A diferenciação de fiabilidade preconizada pelo EC8 [2] reside na atribuição de quatro classes de importância, sendo a cada classe atribuído um coeficiente de importância, γ_I , que de acordo com Anexo Nacional, variará entre 1.95 e 0.65, sendo de 1.00 para a classe de importância II, referente aos edifícios correntes. Tal facto leva à alteração dos períodos de retorno utilizados no dimensionamento da estrutura.

Da mesma forma, o EC8 na parte 3 [124] define três estados de dano para desempenho da estrutura com os requisitos de limitação de danos, dano significativo e quase colapso, associando a cada um deles um período de retorno para a acção sísmica de 225, 475 e 2475 anos, respectivamente. Deste modo, foi determinado que o ensaio na mesa sísmica se efectuará por etapas, em que cada uma corresponderia ao período de retorno associado a cada um dos três estados de dano. Assim, foram definidas três fases para o ensaio, podendo ser ainda incluída uma outra suplementar, próxima da capacidade máxima da mesa, cuja realização dependeria do estado do modelo.

O ensaio dos modelos realizou-se então em quatro fases distintas, ver Tabela 8.1, e para cada fase geraram-se dois acelerogramas distintos, um para cada direcção principal da mesa, com base nos espectros de resposta para a zona de Lisboa e um solo tipo A do EC8 [2]. Os acelerogramas das três primeiras fases foram gerados a partir dos espectros associados aos três estados de dano definidos pelo EC8 na parte 3 [124], enquanto a quarta fase representa o limite da mesa tendo em consideração a massa do modelo a ensaiar.

Tabela 8.1 - Fases de ensaio.

FASE	PERÍODO DE RETORNO	DESEMPENHO DA ESTRUTURA
1	225 anos	Limitação de danos
2	475 anos	Dano significativo
3	2475 anos	Quase colapso
4	1.5 vezes a terceira fase	-

8.3 Apresentação e discussão dos resultados experimentais

Nos subcapítulos seguintes serão resumidos os comportamentos observados durante os ensaios de cada um dos modelos, assim como, serão apresentados os resultados mais relevantes acerca dos ensaios efectuados, nomeadamente: o valor máximo da aceleração na base dos modelos; os deslocamentos entre pisos; os modos de vibração; e as acelerações máximas nas paredes.

8.3.1 Modelo 1

O Modelo 1 foi ensaiado nas quatro fases definidas na Tabela 8.1, tendo a última fase levado ao colapso da estrutura, que se deveu à rotura por corte dos três pilares do piso inferior, do alçado Oeste, em duas zonas: ao nível das aberturas nas paredes de alvenaria de preenchimento; e na ligação com a viga. Tudo indicia que o mecanismo de colapso foi do tipo *soft storey*. Antecedendo o colapso da estrutura, como se mostra na Figura 8.9, no piso superior, o pano entre aberturas do pano exterior da envolvente do alçado Oeste colapsou para

fora do plano da estrutura, seguindo-se o pano correspondente do piso inferior, sendo esta ocorrência precedida de igual fenómeno no alçado Este (Figura 8.9 a)). Seguidamente, no piso inferior do alçado Norte, regista-se a expulsão para o exterior do pano entre aberturas (Figura 8.9 b) e c)), terminando com o colapso total dos dois panos da alvenaria de preenchimento do alçado Sul (Figura 8.9 d) e e)), com o conseqüente colapso da estrutura de betão armado. Regista-se que a ocorrência do colapso das paredes foi sempre antecedido do desprendimento do reboco da alvenaria.

Relativamente às fases anteriores de ensaio, no que ao dano visual respeita, apenas foi possível registar a propagação de algumas fendas nas paredes de alvenaria de preenchimento, cuja localização e forma levava a prever a contínua separação desta dos pórticos de betão armado, tal como se confirmou na última fase de ensaio. Em nenhuma destas fases se registou a queda de alvenarias ou arrancamento das forras. Contudo, na terceira fase, verificou-se o destacamento e queda de reboco no piso superior, no pano entre aberturas do pano exterior da envolvente do alçado Oeste.



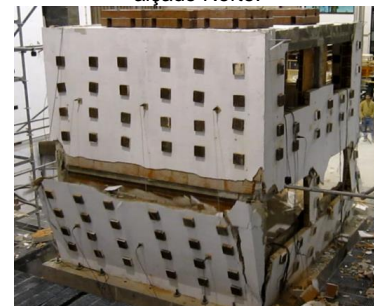
a) Expulsão para o exterior do pano entre aberturas do alçado Este.



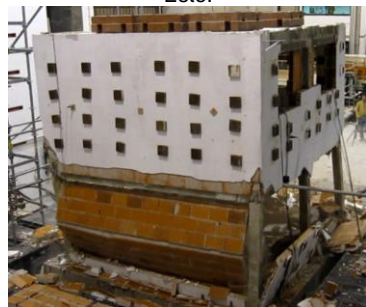
b) Início da expulsão para o exterior do pano entre aberturas do alçado Norte.



c) Expulsão para o exterior do pano entre aberturas do alçado Este.



d) Início da expulsão para o exterior da envolvente do alçado Sul.



e) Colapso total do pano exterior do alçado Sul.



f) Fase que antecede o colapso da estrutura.

Figura 8.9 - Sucessão de expulsão para fora do plano da envolvente e colapso da estrutura do Modelo 1.

8.3.1.1 Valor máximo da aceleração

A partir dos acelerómetros colocados na própria mesa, na zona de conexão entre o actuador e a mesa, foi possível medir as acelerações introduzidas na base do modelo. Os valores registados foram mais altos que o valor regulamentar para cada fase do ensaio, ou seja, para cada período de retorno. Esta situação que se deve ao valor pontual atingido pela mesa no período em que esta deixa de acompanhar o *input* devido aos constrangimentos do próprio equipamento, que embora seja capaz de cumprir o *input* para frequências baixas, o mesmo não acontece para frequências mais elevadas, levando a uma alteração brusca da aceleração. Os valores máximos da aceleração na base estão apresentados na Figura 8.10.

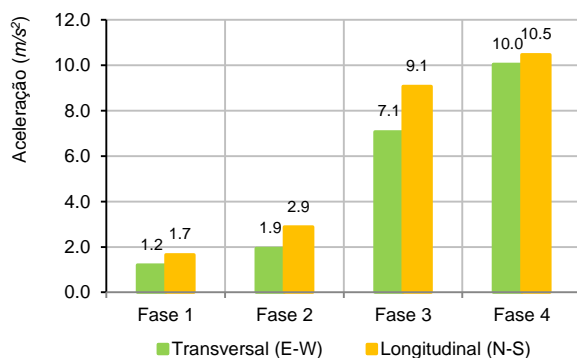


Figura 8.10 - Valor máximo da aceleração na base do Modelo 1.

8.3.1.2 Deslocamentos entre pisos

Os deslocamentos obtidos entre pisos nas diferentes fases do ensaio são apresentados no gráfico da Figura 8.11. Os valores apresentados entre a base do modelo e o Piso 1 foram obtidos subtraindo aos valores registados pelas câmaras *Hamamatsu* do primeiro piso os valores dos *LVDT* colocados nos actuadores da mesa. E entre o Piso 1 e a Esteira os deslocamentos foram obtidos através da diferença entre os valores registados pelas câmaras *Hamamatsu* em ambas as lajes.

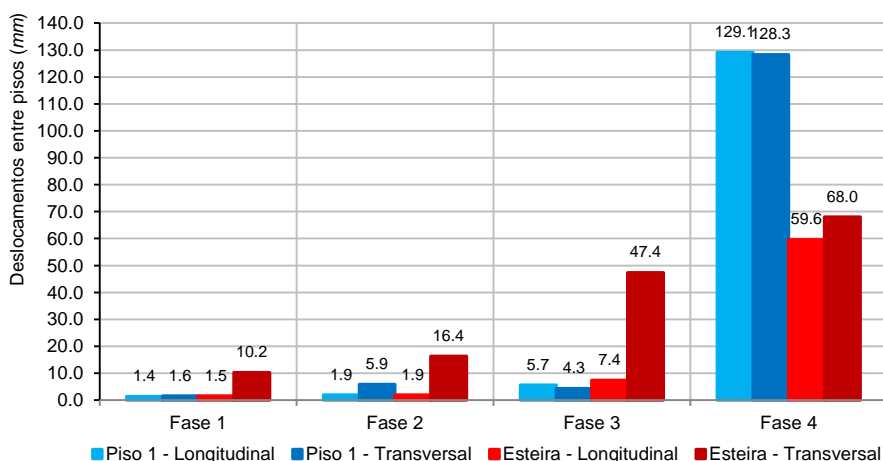


Figura 8.11 - Valor dos deslocamentos entre pisos do Modelo 1.

Pela análise do referido gráfico, verifica-se que os valores dos deslocamentos entre pisos apresentaram, para o mesmo piso e em cada uma das direcções consideradas, um crescimento com o aumento da acção, sendo a direcção transversal aquela que apresentou os maiores deslocamentos. Na terceira fase registaram-se, segundo a direcção transversal, na Esteira deslocamentos relativos com cerca de 47 mm. Para estas três fases, é de salientar os valores mais elevados dos deslocamentos relativos encontrados na Esteira face ao Piso 1. Apesar de ambas as lajes terem a mesma massa, a laje de Esteira está colocada a uma cota duplamente superior, pelo que os valores mais elevados dos deslocamentos relativos encontrados na Esteira confirmam uma maior amplificação dinâmica em função da altura. Por fim, refira-se que os valores registados na última fase são relativos ao colapso da estrutura, verificando-se deslocamentos mais elevados ao nível do Piso 1, justificando o tipo de colapso observado que ocorreu na direcção transversal ao nível desse mesmo piso.

Quando comparados os deslocamentos obtidos entre pisos na segunda fase com os deslocamentos resultantes do dimensionamento efectuado para o Modelo 1, apresentado na Tabela 5.10 do capítulo 5, onde a direcção y corresponde à direcção transversal do ensaio, verifica-se que os valores experimentais, na direcção longitudinal, são significativamente inferiores aos numéricos. Por outro lado, na direcção oposta, os deslocamentos experimentais são próximos dos obtidos numericamente, embora na Esteira o valor numérico seja ultrapassado. Esta constatação é sintomática da influência das alvenarias de preenchimento, nomeadamente ao nível da introdução de uma nova distribuição de massa e de rigidez do conjunto, implicando o reposicionamento do centro de massa e de rigidez da estrutura não preenchida, provocando relações diferentes de deslocamentos ao nível das direcções principais dos pisos. A elevada massa e, principalmente, rigidez da parede Sul face às restantes, fez com que o centro de massa e de rigidez do modelo se deslocasse para a sua proximidade, segundo o eixo de simetria longitudinal, proporcionando um incremento dos deslocamentos na direcção transversal, alterando de forma significativa a relação de deslocamentos obtida numericamente. Contudo, pela comparação dos deslocamentos obtidos numérica e experimentalmente é de admitir, que os parâmetros de comportamento introduzidos pela regulamentação nacional, RSA [5] e o REBAP [6], proporcionam uma aproximação do comportamento numérico ao experimental ao nível do deslocamento máximo obtido.

8.3.1.3 Modos de vibração

Os períodos modais foram identificados através do método da escolha de picos nas funções de resposta em período, sendo apresentados na Tabela 8.2 os três primeiros modos de vibração da estrutura do Modelo 1, antes do ensaio e após cada uma das fases de ensaio.

Tabela 8.2 - Valores dos modos de vibração medidos experimentalmente no ensaio do Modelo 1.

DESIGNAÇÃO	PERÍODOS DOS MODOS DE VIBRAÇÃO		
	1.º Modo - Transversal	2.º Modo - Longitudinal	3.º Modo - Torção
Caracterização 00	0.137	0.096	0.037
Caracterização 01	0.137	0.098	0.037
Caracterização 02	0.141	0.102	0.038
Caracterização 03	0.172	0.133	0.046
Caracterização 04	-	-	-

Analisando os modos de vibração desde a caracterização inicial, que corresponde à estrutura íntegra, até à terceira fase do ensaio (Caracterização 03), verifica-se que a perda de rigidez da estrutura é um pouco superior na direcção longitudinal, mas ainda assim bastante semelhante à transversal. O primeiro modo de vibração diminuiu 19% e o segundo 28%. A análise do modo de torção confirma esta redução com uma diminuição na mesma ordem de grandeza, cerca de 20%.

Quando comparadas as frequências dos modos de vibração na caracterização inicial com as frequências dos modos de vibração resultantes do dimensionamento efectuado para o Modelo 1, apresentadas na Tabela 5.13 do capítulo 5, verifica-se que os valores experimentais são cerca do triplo dos valores obtidos numericamente, situação cuja explicação assenta no contributo dado pelas paredes de preenchimento na rigidez do conjunto, cenário que não foi tido em conta no modelo numérico usado no dimensionamento do Modelo 1. Refira-se neste campo, que relativamente ao modelo numérico, a rigidez do modelo experimental é cerca de dez vezes superior. Ao contrário do modelo experimental verifica-se no modelo numérico que o primeiro modo de vibração é longitudinal enquanto no modelo experimental esse modo é transversal, o que poderá ser justificado, pelo contributo das paredes no modelo experimental associado à existência de aberturas não uniformes em todos os alçados, o que terá alterado as relações de rigidez entre direcções.

8.3.1.4 Aceleração máxima nas paredes de preenchimento

As acelerações máximas nas paredes de preenchimento do Modelo 1, correspondentes às diferentes fases do ensaio, são apresentadas nas figuras seguintes (Figura 8.12 e Figura 8.13). Tal como já foi referido, nenhuma das paredes de preenchimento do piso superior colapsaram para fora do seu plano, enquanto todas as paredes do piso inferior colapsaram parcial ou totalmente.

Pela análise dos dois gráficos, mas com a reserva relativa aos valores registados na última fase, pelo facto de serem relativos ao colapso da estrutura, verifica-se que os valores das acelerações nas paredes apresentam um crescimento com o aumento da acção. Até à segunda fase do ensaio, no mesmo alçado a aceleração medida em cada um dos dois panos, exterior e interior, é sempre superior no piso superior face ao piso inferior, exceptuando a parede Norte, que terá como explicação na diferença de aberturas apresentadas nos dois pisos com implicação ao nível da massa envolvida. Salvo a situação da parede superior Sul, os panos interiores apresentam acelerações mais elevadas face aos correspondentes panos exteriores. Na terceira fase, para cada um dos panos exterior e interior, dá-se uma inversão do fenómeno, a aceleração é sempre superior no piso inferior face ao piso superior, cuja explicação assentará sobretudo na maior degradação das paredes inferiores face às superiores, nomeadamente, no interface de ligação à estrutura.

Com a finalidade de comparar as forças máximas nas paredes de preenchimento obtidas a partir dos ensaios dinâmicos com as que foram obtidas pelos ensaios estáticos apresentados no capítulo 7 será avaliado o comportamento do pano exterior da parede de preenchimento do piso inferior do alçado sul, que corresponde ao painel alvo, na solução construtiva do Modelo 1, estudado no referido capítulo. Pela análise dos respectivos gráficos de evolução das acelerações no pano exterior e interior, constata-se que durante as três primeiras fases, estas evoluem de forma quase coincidente, divergindo na última fase, tendo o pano interior apresentado um valor superior face ao pano exterior. Contudo, para realizar essa comparação importar encontrar um referencial comum, relativo às diferentes componentes experimentais e

à componente numérica, que será o valor da aceleração da segunda fase do ensaio, que representa a solicitação do RSA [5] para o dimensionamento de estruturas.

De acordo com o gráfico da Figura 8.12, na segunda fase do ensaio foi registada a aceleração, a , com o valor de 2.9 m/s^2 . Tendo o pano exterior da parede uma massa, m , com o valor de 9639 kg , resulta para a força máxima aplicada à parede, F , o valor determinado pela expressão seguinte:

$$F = ma = \frac{9639}{1000} \times 2.9 = 28.0 \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 8.1}$$

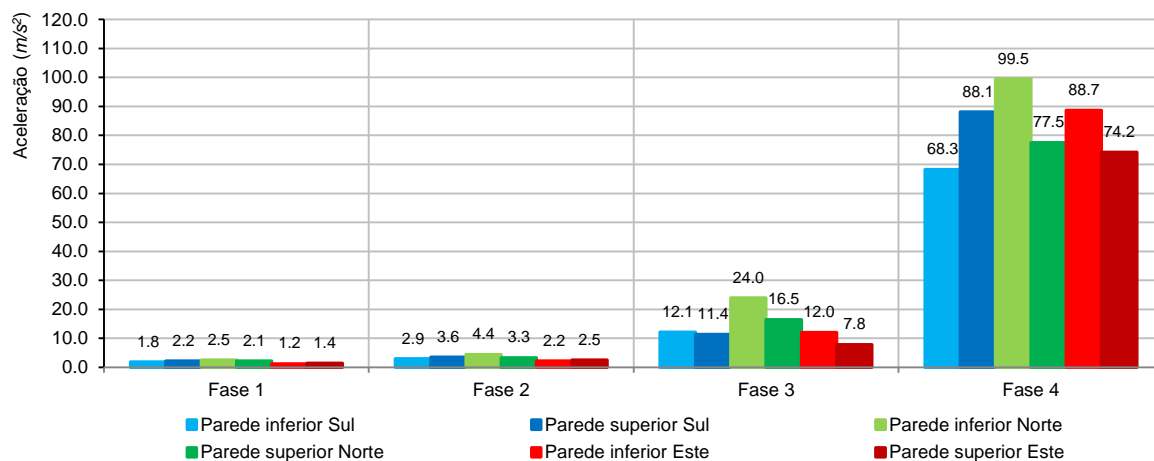


Figura 8.12 - Acelerações máximas no pano exterior das paredes de preenchimento do Modelo 1.

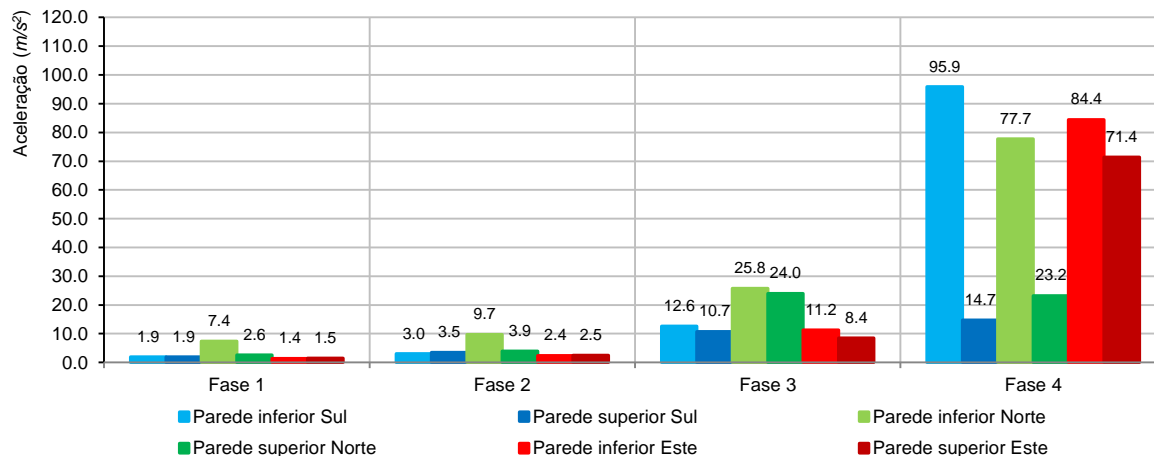


Figura 8.13 - Acelerações máximas no pano interior das paredes de preenchimento do Modelo 1.

8.3.2 Modelo 2

Como se mostra na Figura 8.14, ao contrário do modelo anterior, a quarta fase não conduziu ao colapso do Modelo 2, ainda que a estrutura de betão armado dimensionado segundo o EC8 [2] tenha ficado fortemente danificada. O seu comportamento sísmico revelou-se melhor do que o expectável, sendo de admitir que devido à ajuda das alvenarias de preenchimento, nomeadamente na solução construtiva adoptada, preconizando a ligação da armadura de junta ao pórtico de betão armado através da armadura de ligação. No entanto, o edifício desenvolveu

um modo de rotura indesejável e potencialmente frágil, com o aparecimento de fendas por corte a meia altura dos pilares do piso inferior, assim como, o destacamento do betão de recobrimento nos nós de ligação dos pilares com as vigas, deixando antever a formação de rotulas plásticas. Contudo, os pilares do piso superior não apresentaram dano visível. A envolvente apresentou um bom comportamento. Nenhuma das paredes de preenchimento, ou partes das mesmas, foi expulsa para fora do plano, o que poderá ser explicado pela opção da ligação da armadura de junta aos pilares de betão armado. Todavia as paredes ficaram altamente danificadas e separadas do pórtico, notando-se durante a última fase de ensaio o movimento relativo destas em relação ao modelo. Na terceira fase do ensaio, houve arrancamento do reboco nas faces exteriores da estrutura de betão armado, nomeadamente nos cunhais do modelo.

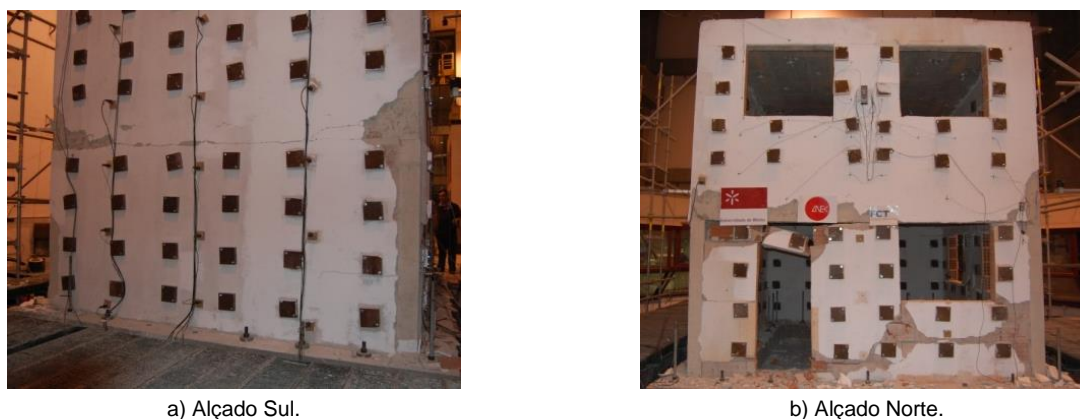


Figura 8.14 - Aspecto geral do Modelo 2 após o ensaio.

8.3.2.1 Valor máximo da aceleração

Os valores máximos da aceleração do Modelo 2, medidos em cada uma das fases do ensaio na mesa triaxial, mostram-se no gráfico da Figura 8.15. Constata-se que os resultados obtidos são bastante semelhantes ao ensaio do Modelo 1, pois a geometria e a massa são as mesmas.

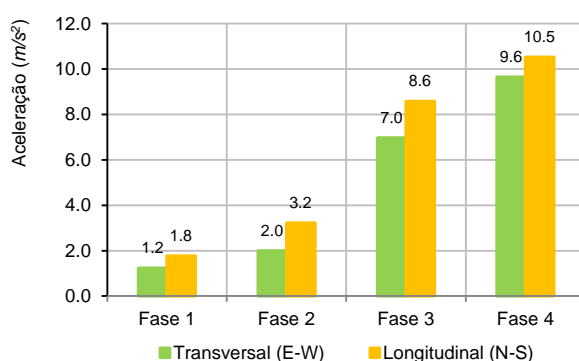


Figura 8.15 - Valor máximo da aceleração na base do Modelo 2.

8.3.2.2 Deslocamentos entre pisos

Os deslocamentos obtidos entre pisos nas diferentes fases do ensaio são apresentados no gráfico da Figura 8.16, tendo sido usados os equipamentos referidos para o modelo anterior

para a aquisição dos deslocamentos, assim como, a mesma metodologia para a sua determinação.

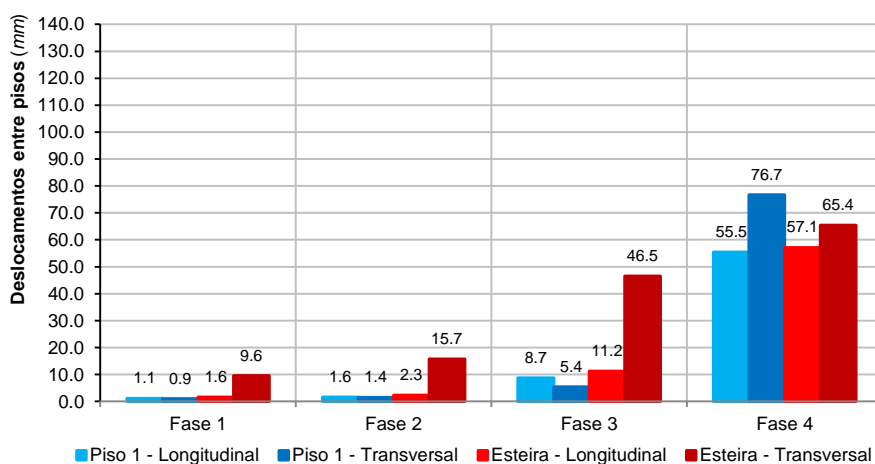


Figura 8.16 - Valor dos deslocamentos entre pisos do Modelo 2.

Pela análise do referido gráfico, verifica-se que os valores dos deslocamentos entre pisos seguem a mesma evolução do modelo anterior, apresentando um crescimento com o aumento do número de anos do período de retorno, sendo a direcção transversal aquela que apresentou os maiores deslocamentos, nomeadamente ao nível da Esteira. Nas duas primeiras fases de ensaio, os valores atingidos foram baixos. Na terceira fase destaca-se o movimento da Esteira na direcção transversal, cujo valor já duplica relativamente às fases anteriores. Na última fase os deslocamentos relativos atingem valores muito elevados, com *drifts* próximos dos 4.0% da altura entre pisos, justificando-se em pleno o dano extremo registado tanto na estrutura de betão armado como nas paredes de preenchimento.

Comparando a gama de deslocamentos observados nestes dois modelos, verifica-se uma grande proximidade de valores nas três primeiras fases do ensaio, enquanto na última fase do ensaio, mercê do colapso ocorrido, o Modelo 1 apresenta deslocamentos superiores ao Modelo 2. Admitindo que a influência da estrutura nos deslocamentos obtidos para os dois modelos é desprezável, como será constatado a partir dos modelos numéricos, é de admitir que a influência da solução construtiva da envolvente foi de pequena monta nas três primeiras fases, tendo sido o seu contributo inegável na última fase, que terá impedido a expulsão das paredes de preenchimento para fora do seu plano.

Quando comparados os deslocamentos obtidos entre pisos na segunda fase com os deslocamentos resultantes do dimensionamento efectuado para o Modelo 2, apresentado na Tabela 5.11 do capítulo 5, verifica-se tal como no modelo anterior, que os valores experimentais, na direcção longitudinal são significativamente inferiores aos numéricos. Por outro lado, na direcção oposta, os deslocamentos experimentais são próximos dos obtidos numericamente, embora na Esteira o valor numérico seja ultrapassado. A explicação desta constatação, também assenta na influência das alvenarias de preenchimento, nomeadamente, na elevada massa e rigidez da parede Sul face às restantes. Também neste modelo, pela comparação dos deslocamentos obtidos numericamente e experimentalmente é de admitir, que os parâmetros introduzidos pela normativa europeia, EC2 [22] e EC8 [2], proporcionam uma aproximação do comportamento numérico ao experimental, ao nível do deslocamento máximo obtido.

8.3.2.3 Modos de vibração

Os períodos modais foram identificados através do método da escolha de picos nas funções de resposta em período, sendo apresentados na Tabela 8.3 os três primeiros modos de vibração da estrutura do Modelo 2, antes do ensaio e após cada uma das fases de ensaio.

Tabela 8.3 - Valores dos modos de vibração medidos experimentalmente no ensaio do Modelo 2.

DESIGNAÇÃO	PERÍODOS DOS MODOS DE VIBRAÇÃO		
	1.º Modo - Transversal	2.º Modo - Longitudinal	3.º Modo - Torção
Caracterização 00	0.141	0.097	0.038
Caracterização 01	0.141	0.097	0.040
Caracterização 02	0.143	0.111	0.040
Caracterização 03	0.175	0.238	0.048
Caracterização 04	0.588	0.625	

Nas duas fases iniciais do ensaio as frequências dos três primeiros modos de vibração da estrutura foram muito semelhantes às encontradas para o Modelo 1. Na terceira fase dá-se uma inversão na posição dos dois primeiros modos de vibração, mas a proximidade das duas frequências indica que há uma espécie de fusão entre os dois primeiros modos. Apesar de não ter sido observado dano de relevo no edifício, pela diminuição das frequências de vibração devido à perda de rigidez da estrutura é de admitir a sua existência. Comparando, nesta fase, a evolução das frequências do Modelo 1 e 2, tudo leva a crer estar o Modelo 2 mais danificado. Na caracterização final, verifica-se uma quebra extremamente acentuada das frequências dos modos de vibração, sendo consequência de uma significativa perda de rigidez, o que é sinónimo da existência de grandes danos no edifício, embora este não tenha colapsado, ao contrário do sucedido no ensaio do Modelo 1.

Tal como foi constatado no modelo anterior, quando comparadas as frequências dos modos de vibração na caracterização inicial com as frequências dos modos de vibração resultantes do dimensionamento efectuado para o Modelo 2, apresentadas na Tabela 5.14 do capítulo 5, verifica-se que os valores experimentais são cerca do triplo dos valores obtidos numericamente e em oposição ao modelo experimental, no modelo numérico o primeiro modo de vibração é longitudinal enquanto no modelo experimental esse modo é transversal. Pela mesma relação de frequências encontradas, também aqui, relativamente ao modelo numérico, a rigidez do modelo experimental é cerca de dez vezes superior.

8.3.2.4 Aceleração máxima nas paredes de preenchimento

As acelerações máximas nas paredes de preenchimento do Modelo 2, correspondentes à quarta fase do ensaio, são apresentadas na Figura 8.17. Tal como já foi referido, as paredes de preenchimento do piso inferior dos alçados Norte e Sul ficaram fortemente danificadas, especialmente a do alçado Norte que nos últimos instantes do ensaio descolou por completo do pórtico. O alçado Este também ficou bastante danificado, no entanto, não se registaram grandes acelerações pois as fases anteriores tinham já levado a parede a alguma separação do pórtico, registada através das fendas, o que permitiu algum movimento relativo da parede em relação ao pórtico, não sendo transferidas forças de inércia tão elevadas.

Pela análise do gráfico, e excluindo o verificado na parede inferior do alçado Este, nas duas últimas fases do ensaio, por se tratarem de valores de aceleração não expectáveis que poderão ter origem na interferência directa de dano localizado sobre o qual estava posicionado

o acelerómetro, verifica-se que foi no piso inferior do alçado Sul onde se registou a aceleração mais elevada, mercê da sua localização altimétrica e da inexistência de aberturas, situação que terá permitido uma ligação mais eficaz à estrutura, permitindo uma melhor transmissão das forças de inércia. Por outro lado, face aos dados disponíveis, verifica-se que no mesmo alçado, as acelerações nos pisos superiores são inferiores às medidas nos pisos inferiores.

Relativamente à parede de preenchimento do piso inferior do alçado Sul pela análise do gráfico da Figura 8.17 relativo à evolução das acelerações, constata-se que durante as três primeiras fases as acelerações evoluem de forma quase constante, sofrendo um grande incremento na última fase. Tal como foi realizado no modelo anterior, com a finalidade de comparar as forças máximas nas paredes de preenchimento obtidas a partir dos ensaios dinâmicos com as que foram obtidas a partir de ensaios estáticos apresentados no capítulo 7, foi calculada a força máxima da parede de preenchimento do piso inferior do alçado Sul, que corresponde ao painel alvo, na solução construtiva do Modelo 2, estudado no referido capítulo. Na segunda fase do ensaio, que representa a solicitação do EC8 [2], foi registada a aceleração, a , com o valor de 3.4 m/s^2 . Tendo a parede uma massa, m , com o valor de 14994 kg , resulta para a força máxima, F , aplicada à parede o valor determinado pela expressão seguinte:

$$F = ma = \frac{14994}{1000} \times 3.4 = 50.5 \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 8.2}$$

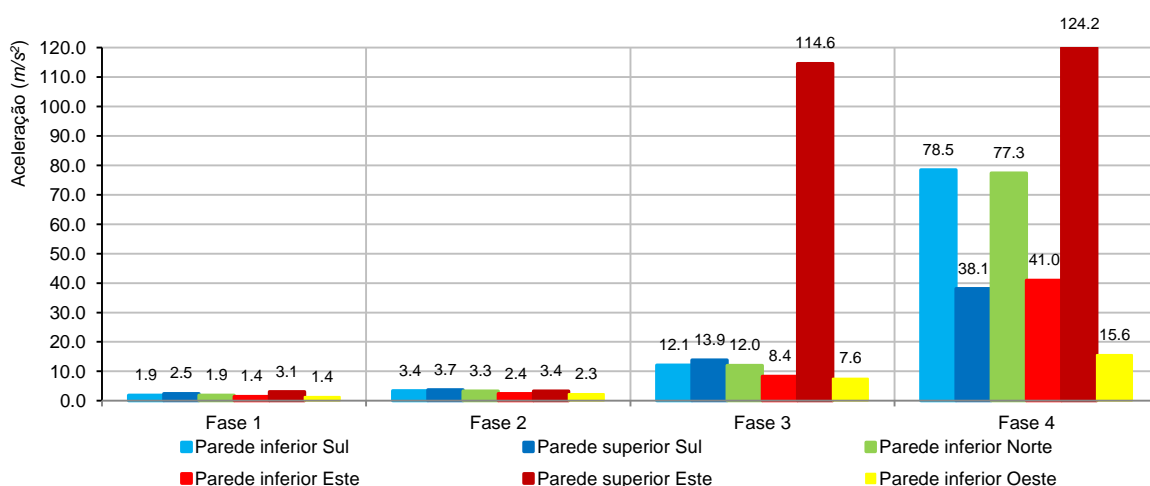


Figura 8.17 - Acelerações máximas das paredes de preenchimento do Modelo 2.

8.3.3 Modelo 3

O Modelo 3 foi o último dos modelos a ser ensaiado. O período que mediou entre a conclusão do ensaio e a data de conclusão deste trabalho foi extremamente reduzido para a análise dos dados obtidos, por conseguinte, não será possível disponibilizar o mesmo tipo de resultados apresentados nos modelos anteriores.

Como se mostra na Figura 8.18, a quarta fase do ensaio não conduziu ao colapso do Modelo 3, ainda que a estrutura de betão armado, dimensionada segundo o EC8 [2] tenha ficado fortemente danificada, evidenciando um comportamento análogo à do Modelo 2. No Modelo 3 nenhuma parede de alvenaria de enchimento colapsou para fora do plano e, à semelhança de ambos os modelos anteriores apenas os panos do primeiro piso apresentaram dano considerável. Isto deveu-se ao facto da armadura do reboco, interior e exterior, estar pregada

aos pórticos de betão armado. Contudo, em algumas zonas essas ligações foram arrancadas potenciando o destacamento do reboco como se pode observar na Figura 8.18 a) e c) e, não fosse a influência da fixação das massas adicionais às paredes de alvenaria, o reboco armado ter-se-ia destacado em áreas mais extensas.



a) Destacamento do reboco no cunhal Sudeste.



b) Fendilhação ao longo da viga do primeiro piso no alçado Norte.



c) Destacamento do reboco no cunhal Noroeste.

Figura 8.18 - Aspecto geral do Modelo 3 após o ensaio.

8.3.3.1 Valor máximo da aceleração

Os valores máximos da aceleração do Modelo 3, medido na segunda fase do ensaio na mesa triaxial, foram de 1.86 m/s^2 e 1.66 m/s^2 , respectivamente, na direcção transversal (E-W) e Longitudinal (N-S). Constata-se que estes resultados são semelhantes aos obtidos nos ensaios dos modelos anteriores para esta fase, pois a geometria e a massa são muito próximas.

8.3.3.2 Aceleração máxima nas paredes de preenchimento

No Modelo 3, pelas razões apontadas no início deste subcapítulo, o tratamento dos dados das acelerações das paredes de preenchimento, incidiu na segunda fase do ensaio e na parede do piso inferior do alçado Sul, por representar a solicitação do EC8 [2] e por aquela parede corresponder ao painel alvo dos ensaios estáticos apresentados no capítulo 7.

Assim, tal como foi realizado nos modelos anteriores, com a finalidade de comparar as forças máximas nas paredes de preenchimento obtidas a partir dos ensaios dinâmicos com as que foram obtidas a partir ensaios estáticos apresentados no capítulo 7, foi calculada a força máxima da referida parede. Na segunda fase do ensaio foi registada a aceleração, a , com o valor de 4.9 m/s^2 . Tendo a parede uma massa, m , com o valor de 14994 kg , resulta para a força máxima, F , aplicada à parede o valor determinado pela expressão seguinte:

$$F = ma = \frac{14994}{1000} \times 4.9 = 73.3 \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 8.3}$$

8.4 Nota comparativa acerca dos comportamentos observados nos ensaios estáticos e os dinâmicos.

Analisando o comportamento observado pelos painéis nos ensaios estáticos face aos modelos correspondentes ensaiados na mesa sísmica é possível identificar alguns comportamentos

semelhantes, apesar de se tratar de ensaios completamente distintos, no que respeita ao tipo de aplicação e sequência de carga.

Relativamente aos danos observados na estrutura dos modelos *versus* pórticos envolventes dos painéis foi possível constatar um padrão comum, a fendilhação associada a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, resultado da interacção da alvenaria de preenchimento com a estrutura de betão armado.

Em ambos os ensaios foi registada a rotura dos interfaces das paredes de preenchimento com a estrutura de betão, assim como, o desprendimento do reboco das faces da alvenaria. No caso do Modelo 3 e dos painéis Wall_RAR, o reboco armado revelou um comportamento muito semelhante. A partir de determinado valor da acção aplicada iniciou-se um processo de destacamento da alvenaria, apesar da malha de aço estar pregada aos elementos de betão, o que permite concluir da insuficiência dessa pregagem aliada a uma deficiente aderência do reboco à alvenaria, a qual importa estudar de forma a conferir melhores propriedades monolíticas ao conjunto. Por fim, e também nesta solução construtiva, após os dois ensaios os rebocos foram removidos na totalidade, para a inspecção visual de eventuais danos que a alvenaria tenha sofrido, tendo sido observado esmagamento da mesma nos cantos, comum às duas situações, como se mostra na Figura 8.19



a) Painel Wall_RAR_01.



b) Parede do piso inferior do alçado Sul do Modelo 3.

Figura 8.19 - Aspecto geral após os ensaios do canto inferior direito da alvenaria de preenchimento.

8.5 Conclusões do capítulo

Da investigação experimental realizada no presente capítulo, dentro dos condicionalismos inerentes ao seu propósito e à necessidade de um tratamento aprofundado dos dados obtidos para formular conclusões sólidas relativas ao comportamento da estrutura *versus* envolvente, o que sai fora do âmbito deste trabalho, verificou-se o seguinte:

- O Modelo 1, com uma estrutura de betão armado dimensionada com recurso à actual regulamentação, RSA [5] e REBAP [6], com uma envolvente constituída por dois panos rebocados de alvenaria, teve um comportamento sísmico claramente inferior aos modelos dimensionados segundo a nova regulamentação, EC2 [22] e EC8 [2], com uma envolvente constituída por alvenaria simples rebocada e armada, Modelos 2 e 3, ainda que estes últimos tenham desenvolvido um mecanismo de rotura indesejável e potencialmente frágil;
- Os panos de alvenaria armados contribuíram para o melhor comportamento sísmico da estrutura de betão armado, no entanto, as aberturas contribuíram também para o desenvolvimento do mecanismo de colapso, devido ao pilar curto que se formou;
- Todos os panos das paredes de preenchimento do primeiro piso do Modelo 1 colapsaram para fora do plano, enquanto nos Modelos 2 e 3 não foi observado qualquer

colapso da envolvente. Para tal contribuíram as amarrações da armadura de junta aos pilares de betão armado através da armadura de ligação no Modelo 2, e as pregagens da armadura do reboco aos elementos de betão armado no Modelo 3, impedindo que as paredes de preenchimento se desligassem dos pórticos de betão armado, o que potenciaria o seu derrube para fora do plano devido às forças de inércia;

- As paredes de preenchimento terão contribuído para que os modelos experimentais tenham apresentado uma relação de deslocamentos entre pisos diferente da prevista pelos modelos numéricos, mercê da sua influência ao nível da distribuição de massas e, principalmente de rigidez, que não foram tidas em conta nos modelos numéricos;
- Comparando os resultados dos modelos numéricos, onde não foi considerado qualquer contributo das paredes de preenchimento, com os resultados experimentais, constata-se que os modelos experimentais apresentam uma rigidez cerca de dez vezes superior à rigidez dos modelos numéricos;
- A ocorrência do colapso foi sempre antecedida do desprendimento do reboco da alvenaria, o que poderá questionar a validade do contributo do reboco na resistência da alvenaria na óptica da verificação da estabilidade nos estados limites últimos.

9 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

No sentido de melhor esclarecer os resultados obtidos pela via experimental e tornar mais abrangente o presente trabalho, são apresentados neste capítulo, os estudos paramétricos desenvolvidos resultantes da procura de modelos analíticos simples que possam descrever o comportamento no plano e para fora do plano das paredes de preenchimento, permitindo, deste modo, prever de uma forma aproximada a sua capacidade resistente, para diversas soluções construtivas e de geometria.

9.1 Introdução

Pela via experimental foram realizados ensaios no plano e para fora do plano de painéis de alvenaria com uma geometria de 1.70 m de altura e 3.50 m de comprimento (Escala 1:1.5). No sentido de tornar mais extensa a amostra em estudo, de forma a representar um maior número de geometrias dos nossos edifícios, recorreu-se à modelação numérica usando para o efeito um programa de elementos finitos. Com base nos resultados da caracterização da envolvente dos edifícios construídos em Portugal e apresentados no capítulo 5, foram estabelecidas duas novas geometrias, que mantendo a altura em 1.70 m, têm o comprimento de 1.70 m e 5.10 m, estabelecendo assim, um vasto intervalo de geometrias onde, certamente se enquadra a grande maioria dos edifícios habitacionais.

Numa primeira fase deste estudo será realizada a modelação por elementos finitos da geometria dos ensaios experimentais e respectivas soluções construtivas. Numa segunda fase, após a validação aos modelos experimentais será realizada a modelação numérica das duas novas geometrias, nas diferentes soluções construtivas. Serão também considerados os modelos de elementos finitos dos pórticos não preenchidos, os quais não foram contemplados na via experimental. Por fim, com esta ampla amostra de resultados, serão comparados os resultados obtidos com os referentes a modelos analíticos simples presentes na bibliografia, os quais foram já alvo de exposição nos capítulos referentes ao estado da arte, concluindo com a apresentação de uma proposta de metodologia de avaliação comportamental dos painéis.

Importa frisar que deverá ter-se presente que este trabalho está referido a modelos à escala 1:1.5, obtidos de acordo com as leis de semelhança de Cauchy e que, por relação directa, é possível transformá-los em protótipos à escala real. Por outro lado, também é importante referir que, os estudos e as conclusões aqui apresentadas se referem a pórticos preenchidos de um só tramo e um só piso. Qualquer extrapolação para pórticos preenchidos com maior número de pisos ou tramos deverá ter em conta estudos realizados para o efeito por outros autores.

9.2 Modelo de elementos finitos

Os ensaios experimentais são demorados e envolvem uma grande mobilização de meios materiais e humanos que acarretam custos elevados. Para ter uma amostragem de resultados que traduzissem as geometrias representativas do parque habitacional português, recorreu-se à modelação por elementos finitos para estudar as novas geometrias dos painéis. Usou-se para o efeito um programa comercial, designado por *ANSYS*, desenvolvido pela empresa norte-americana *Swanson Analysis System Inc.*, o qual permite a análise através do Método dos Elementos Finitos. Os modelos desenvolvidos neste trabalho foram efectuados com a versão 13.

9.2.1 Apresentação do programa

O ANSYS permite a modelação e a solução dos mais diversos problemas salientando-se os problemas estruturais, transferência de calor, electromagnéticos e fluido-dinâmicos, bem como, a interacção de algumas destas áreas em problemas multidisciplinares. No campo estrutural são possíveis análises estáticas, dinâmicas e de estabilidade de estruturas, entre outras, podendo ser feitas abordagens não lineares, tanto físicas como geométricas. Será realizada uma apresentação muito sucinta do programa, com especial enfoque no tipo de elementos finitos usadas na modelação, assim como, no tipo de pares de contacto, “*contact pairs*” no original.

9.2.1.1 Elementos finitos utilizados

No presente trabalho efectuou-se a modelação dos pórticos com recurso a elementos finitos tridimensionais que representam os seguintes materiais: betão, aço e alvenaria, assim como, os interfaces de ligação entre a alvenaria e o betão. Para a modelação de cada um dos materiais foi necessário utilizar o elemento finito disponível na biblioteca do programa mais adaptado às características reais desse material: *SOLID65*; *SOLID45*; e o *LINK180*. A modelação dos pares de contacto foi realizada com elementos próprios inseridos na biblioteca do ANSYS: *CONTA173*; e o *TARGE170*.

9.2.1.2 *SOLID65*

O elemento *SOLID65* foi utilizado para modelar o betão e a alvenaria. A geometria, a localização dos nós e o sistema de coordenadas do elemento estão representados na Figura 9.1.

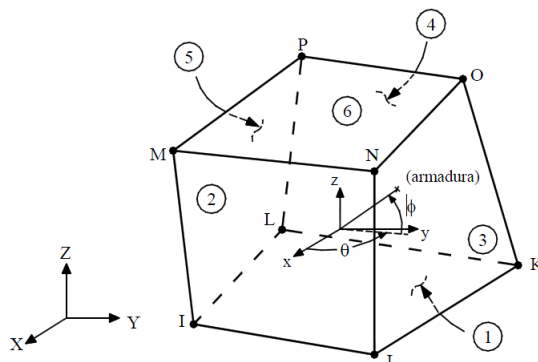


Figura 9.1 - Elemento *SOLID65* do ANSYS.

O *SOLID65* é um elemento finito tridimensional de oito nós com três graus de liberdade associado a cada um, que correspondem às translações na direcção dos eixos das coordenadas, o qual quando associado com material *CONCRET* pode ser usado para simular o betão e a alvenaria. A conjugação do *SOLID65* com o material *CONCRET* permite a ocorrência no elemento de fenómenos de fendilhação e esmagamento. A fendilhação pode ocorrer simultaneamente em três direcções ortogonais em cada ponto de integração. A fendilhação apresentada no programa ANSYS é implementada com um modelo de fendas distribuídas, ou seja, a fenda é modelada através de uma modificação nas relações tensão *versus* extensão, sendo realizada através da introdução de um plano de menor resistência na direcção normal à

face da fenda. O esmagamento de um determinado ponto de integração surge quando o mesmo sofre colapso por compressão uniaxial, biaxial ou triaxial. É um fenómeno de perda da integridade estrutural do material, pelo que é desprezada a contribuição do ponto de integração “esmagado” para a rigidez do elemento.

O programa assume que o material se comporta elasticamente até ao momento em que sua superfície de rotura é atingida, ponto no qual o material rompe bruscamente, sendo a superfície de rotura definida pelo critério de William e Warnke [125]. Contudo é possível associar no material *CONCRET* propriedades de comportamento bilinear, fazendo com que o elemento *SOLID65* possa plastificar antes de atingir o estado de fendilhação ou de esmagamento.

O critério de rotura do betão submetido a um estado de tensões multiaxial pode ser representado pela relação seguinte:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad \text{Equação 9.1}$$

Onde:

- F Função do estado de tensões principais;
- S Superfície de rotura expressa em termos de estado de tensões principais;
- f_c Resistência à compressão uniaxial do betão.

Se a Equação 9.1 for satisfeita, ocorrerá esmagamento ou fendilhação do material. Ocorrera fendilhação se qualquer uma das tensões principais for de tracção e esmagamento se todas estas tensões forem de compressão.

As funções F e S são obtidas pelo *ANSYS* com base em quatro regiões, relacionando as tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 , sendo $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Para cada uma delas, F e S são caracterizadas por funções independentes. Os domínios delimitadores da superfície de rotura do betão são:

- As três tensões principais são de compressão se $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$;
- Duas tensões principais são de compressão e uma de tracção se $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$;
- Duas tensões principais são de tracção e uma de compressão se $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$;
- As três tensões principais são de tracção se $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$.

No primeiro caso, se o critério de rotura definido na Equação 9.1 for satisfeito, o material é considerado esmagado naquele ponto, enquanto nos restantes casos, ocorrerá fendilhação nos planos perpendiculares às direcções das tensões principais quando for atingida a superfície de rotura.

A Figura 9.2 representa a superfície de rotura de William e Warnke [125] no espaço de tensões principais para estados de solicitação biaxial ou aproximadamente biaxial. Para a construção da curva considera-se que as tensões principais não nulas mais significativas sejam as correspondentes às direcções x e y , ou seja, σ_{xp} e σ_{yp} , respectivamente. Podem acontecer três situações distintas relativamente às condições: σ_{zp} nula; σ_{zp} negativa e pequena; e σ_{zp} positiva e pequena. É possível perceber que, caso as tensões σ_{xp} e σ_{yp} sejam negativas e a tensão principal na direcção z , σ_{zp} , seja positiva e pequena, então a rotura será por fendilhação na direcção perpendicular à direcção de σ_{zp} . Porém, se σ_{zp} for nula ou negativa e pequena, então a rotura será por esmagamento.

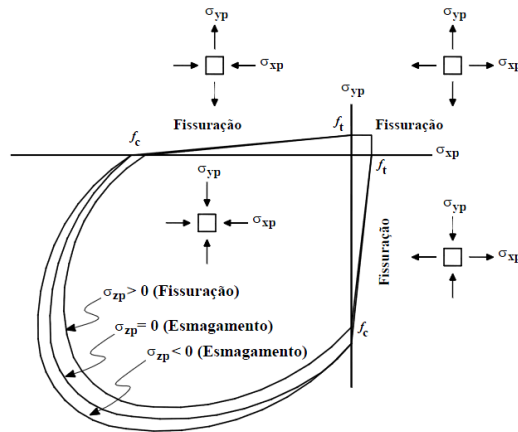


Figura 9.2 - Superfície de rotura no espaço de tensões principais para estados de solitação biaxial ou aproximadamente biaxial.

Em resumo, o programa considera que o material *CONCRET* se comporta elasticamente até à superfície de rotura de William e Warnke [125]. Caso se adicione um modelo plástico nesta análise, o betão passa agora a ter possibilidade de se comportar plasticamente. Então são possíveis as seguintes possibilidades de colapso num determinado ponto submetido a um certo estado de tensões crítico: esmagamento ou fendilhação sem ter ocorrido plastificação; plastificação sem esmagamento e fendilhação; e plastificação seguida de esmagamento ou fendilhação, tendo sido esta última possibilidade de colapso a usada no âmbito deste estudo.

9.2.1.3 LINK180

Nas modelações realizadas neste trabalho, as armaduras foram modeladas usando elementos finitos de tipo *LINK180*. A geometria e a localização dos nós podem ser visualizadas na Figura 9.3, sendo este elemento constituído por dois nós e três graus de liberdade por cada nó, os quais são a translação em x, y e z. A ligação entre o betão e a armadura foi assumida como sendo perfeita. Para este elemento foi usado um material com comportamento bilinear de endurecimento cinemático [126, 127]. O modelo bilinear requer o conhecimento da tensão de cedência do aço, f_y , e do módulo de elasticidade do aço, E_s .

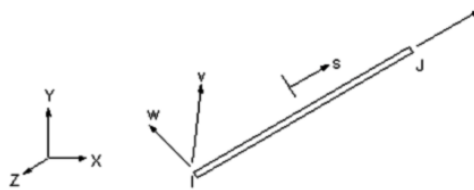


Figura 9.3 - Geometria e a localização do elemento *LINK180*.

A lei constitutiva do comportamento do aço é:

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \varepsilon_s, & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ \sigma_s = f_y + E'_s \varepsilon_s, & \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{cases} \quad \text{Equação 9.2}$$

Onde:

- σ_s Tensão no aço;
- ε_s Extensão do aço;
- E_s Módulo de elasticidade do aço;
- E'_s Módulo tangente do aço após a cedência, $E'_s = 0.01E_s$;
- f_y Tensão de cedência do aço;
- ε_y Extensão do aço correspondente à cedência.

9.2.1.4 SOLID45

No presente trabalho, os apoios da estrutura, bem como, os pontos de aplicação de cargas e deslocamentos, os quais foram materializados por chapas metálicas com rigidez elevada em relação aos componentes do pórtico, foram modelados com o elemento *SOLID45*. Este elemento tridimensional tem os mesmos graus de liberdade do *SOLID65* e é definido pelas propriedades ortotrópicas do material. O *SOLID45* incorpora a plasticidade e os efeitos de deformação lenta, assim como, permite análises nos regimes de grandes deformações.

9.2.1.5 CONTA174 e TARGE170

Os interfaces de ligação entre o betão e a alvenaria foram simulados recorrendo aos pares de contacto: *CONTA174* e *TARGE170*. Este ponto reveste-se de particular importância neste trabalho, uma vez que a interacção do betão com a alvenaria determina, em grande parte, o comportamento dos pórticos preenchidos.

O elemento *CONTA174* tem oito nós e é indicado para análises onde existe contacto rígido *versus* flexível e flexível *versus* flexível. Numa análise onde o contacto dos elementos é fundamental, a área de contacto entre dois ou mais corpos é normalmente uma incógnita. *CONTA174* é aplicável a elementos tridimensionais. A detecção de contacto é feita nos pontos de integração, como se representa na Figura 9.4.

O método de projecção da superfície, baseado em Puso e Laursen [128], usado pelo elemento *CONTA174*, impõe restrições de contacto numa zona de sobreposição de superfícies de contacto e alvo em vez de impor estas restrições aos nós ou aos pontos de Gauss, como se mostra na Figura 9.5, promovendo este método uma distribuição de tensões uniforme nos elementos de contacto, *CONTA174*, e para os elementos alvo, *TARGE170*.

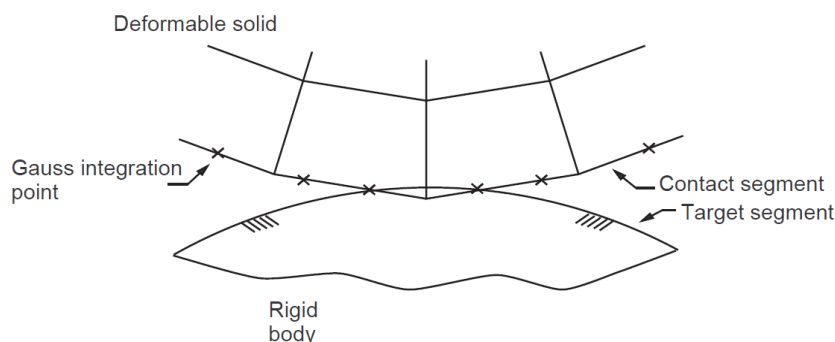


Figura 9.4 - Ponto de detecção de contacto no ponto de Gauss.

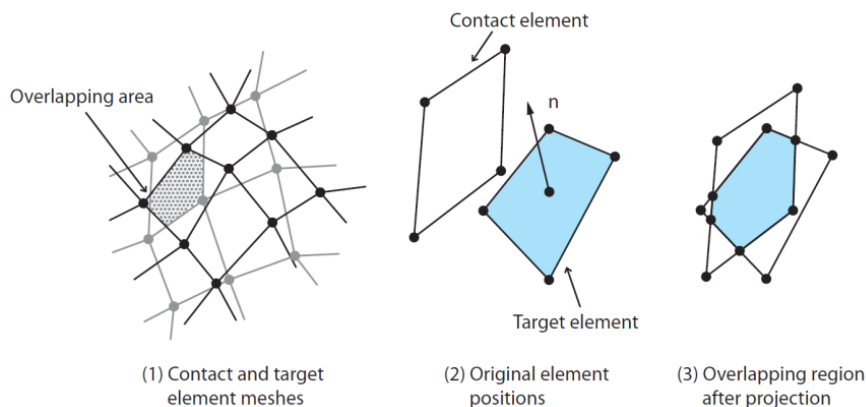


Figura 9.5 - Projecção da superfície.

A lei associada aos elementos de contacto é a lei de atrito de Coulomb. Quando a tensão de corte é menor do que a tensão de atrito limite, τ_{lim} , não ocorre movimento entre as duas superfícies. Este estado limite é conhecido como atrito estático. O modelo de atrito de Coulomb, como se esquematiza na Figura 9.6, é definido pela seguinte expressão:

$$\tau_{lim} = \mu P + b \quad \text{Equação 9.3}$$

Onde as variáveis têm o seguinte significado:

- τ_{lim} Tensão limite de atrito;
- μ Coeficiente de atrito;
- P Pressão normal ao contacto;
- b Coesão do contacto.

A tensão equivalente de atrito, $\|\tau\|$, deverá satisfazer as condições apresentadas nas expressões seguintes (Equação 9.4 e Equação 9.5), onde variáveis τ_1 e τ_2 são as tensões de corte em dois eixos ortogonais no plano de contacto.

$$\|\tau\| \leq \tau_{lim} \quad \text{Equação 9.4}$$

$$\|\tau\| = \begin{cases} |\tau|; & (\text{Para elementos 2D}) \\ \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}; & (\text{Para elementos 3D}) \end{cases} \quad \text{Equação 9.5}$$

Quando a tensão equivalente de atrito dos elementos de contacto excede a tensão de atrito limite, τ_{lim} , o contacto e o alvo poderão deslizar um em relação ao outro. No caso da pressão normal aos elementos de contacto ser nula, a resistência ao deslizamento é determinada pela coesão. O elemento *CONTA174* tem como opção a definição de uma tensão máxima equivalente, τ_{max} , que independentemente da magnitude da pressão no par de contacto, se este valor for ultrapassado, existirá deslize entre as superfícies.

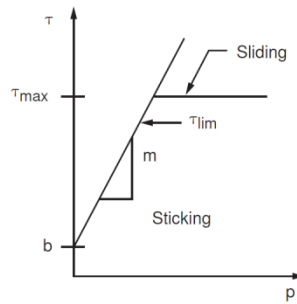


Figura 9.6 - Modelo de atrito de Coulomb.

O ANSYS fornece para os elementos de contacto quatro algoritmos:

- Método das penalidades de Lagrange;
- Método lagrangiano aumentado [129];
- Método dos multiplicadores de Lagrange [130];
- Método dos multiplicadores de Lagrange na direcção de contacto e método das penalidades na direcção de deslocamento.

Nas modelações efectuadas para os diferentes interfaces foram utilizados os algoritmos Método lagrangiano aumentado [129] e Método das penalidades de Lagrange, respectivamente, para os interfaces laterais e para os interfaces superior e inferior.

O Método das penalidades de Lagrange tem como introdução de dados a rigidez de contacto normal e a rigidez de contacto tangencial. A sua principal desvantagem reside na quantidade de penetração entre as duas superfícies depender da sua rigidez. Valores de rigidez elevados diminuem a penetração mas podem conduzir a dificuldades de convergência bem como, a matrizes de rigidez inadequadas.

A tracção de contacto vectorial é dada pela seguinte expressão:

$$\begin{pmatrix} P \\ \tau_1 \\ \tau_2 \end{pmatrix}$$

Equação 9.6

Tendo as variáveis da grandeza vectorial o seguinte significado:

- P Pressão normal de contacto;
- τ_1 Tensão de atrito na direcção 1;
- τ_2 Tensão de atrito na direcção 2.

A pressão de contacto é determinada pela seguinte expressão:

$$P = \begin{cases} 0; & \text{se } u_n > 0 \\ K_n u_n; & \text{se } u_n \leq 0 \end{cases}$$

Equação 9.7

Onde:

- K_n Rigidez normal de contacto;
- u_n Dimensão da folga de contacto.

A tensão de atrito é obtida através da Lei de Coulomb:

$$\tau_i = \begin{cases} \tau_i^{n-1} + K_s \Delta u_i; & \text{se } \|\tau\| = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} - \mu_{iso} P < 0 \text{ (Fixo)} \\ \mu_{iso} P \frac{\Delta u_i}{\|\Delta u\|}; & \text{se } \|\tau\| = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} - \mu_{iso} P = 0 \text{ (Deslizamento)} \end{cases} \quad \text{Equação 9.8}$$

Onde:

- K_s Rigidez tangencial de contacto;
- Δu_i Incremento de escorregamento na direcção i para o incremento de carga actual;
- $\|\Delta u\|$ Incremento de escorregamento equivalente para o incremento de carga actual;
- μ_{iso} Coeficiente de atrito;
- τ_i^{n-1} Tensão de atrito na direcção $i = 1, 2$ para o incremento de carga anterior.

O Método lagrangiano aumentado [129] é um conjunto iterativo de penalidades para encontrar os multiplicadores de Lagrange, isto é a tracção de contacto. Dos dois métodos usados, este é o menos sensível às variações do valor do coeficiente da rigidez. Por outro lado, em algumas análises, pode necessitar de iterações adicionais, especialmente se a malha de elementos finitos começar a ficar excessivamente distorcida.

A pressão de contacto é definida pela seguinte expressão:

$$P = \begin{cases} 0; & \text{se } u_n > 0 \\ K_n u_n + \lambda_{i+1}; & \text{se } u_n \leq 0 \end{cases} \quad \text{Equação 9.9}$$

Onde:

$$\lambda_{i+1} = \begin{cases} \lambda_i + K_n u_n; & \text{se } \|u_n\| > \varepsilon \\ \lambda_i; & \text{se } \|u_n\| < \varepsilon \end{cases} \quad \text{Equação 9.10}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- ε Tolerância de compatibilidade;
- λ_i Componente do multiplicador de Lagrange na iteração i .

9.2.2 Modelação dos painéis no plano

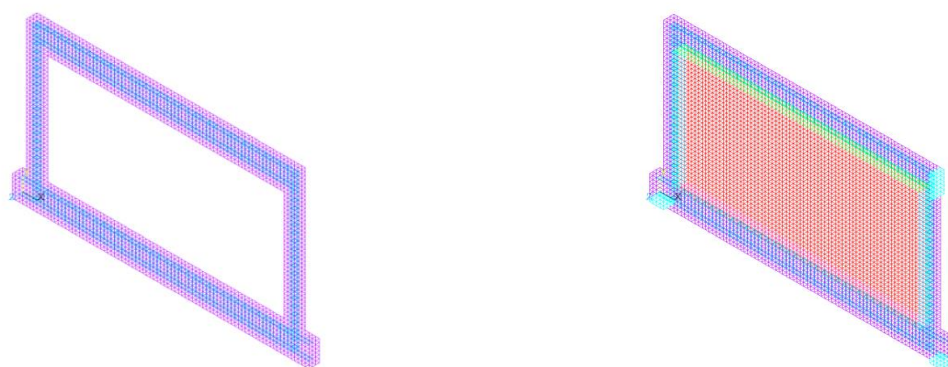
A modelação dos painéis no plano pelo método de elementos finitos visa, a partir de uma análise não linear com incrementos de carga horizontal aplicada segundo o eixo longitudinal da viga superior do painel, determinar a curva de capacidade da estrutura. Os painéis foram considerados nas soluções construtivas estudadas experimentalmente, sendo genericamente constituídas por pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria nas seguintes soluções: Wall_REF_01 com alvenaria simples; Wall_REF_02 com alvenaria rebocada em ambas as faces com argamassa; Wall_JAR com a alvenaria rebocada na face exterior com argamassa e na face interior com gesso; Wall_RAR com alvenaria com reboco armado em ambas as faces; e Wall_DPA com alvenaria dupla, sendo o pano de maior espessura rebocado na face externa com argamassa e o pano interior rebocado na face externa com gesso. Foi também considerado na modelação, um pórtico não preenchido, não ensaiado experimentalmente, para servir de referência sob o ponto de vista da influência do preenchimento no comportamento dos painéis.

A modelação dos painéis no plano foi realizada em três fases distintas: na fase inicial foi modelado o pórtico não preenchido; na fase seguinte foi realizada a modelação dos painéis com panos de alvenaria com 1.70 m de altura e 3.50 m de comprimento, sendo os resultados analisados e comparados com os resultados experimentais; na fase final a modelação dos painéis incidu sobre duas novas geometrias, onde foi mantida a altura de 1.70 m nos panos, sendo considerados os comprimentos de 1.70 m e 5.10 m.

9.2.2.1 Conceção dos modelos

Para realizar a modelação dos painéis no plano foram concebidos quatro modelos, os quais se apresentam nas figuras seguintes (Figura 9.7 e Figura 9.8).

Na construção do modelo do pórtico de betão armado, representado na Figura 9.7 a), o betão foi modelado com o elemento *SOLID65*, enquanto a armadura foi modelada através do elemento *LINK180*. A malha de elementos finitos usada para definir o betão foi parametrizada como uma malha volumétrica de 5 cm de aresta. O elemento que representa a armadura é um elemento volumétrico com área da secção transversal equivalente à dos varões de aço e dividido longitudinalmente em múltiplos de 5 cm. Estes dois elementos compartilham os mesmos nós, que funcionam como ponto de ligação entre ambos. No modelo dos painéis: Wall_REF_01; Wall_REF_02; e Wall_RAR, apresentados na Figura 9.7 b) foi utilizado o modelo do pórtico de betão armado preenchido com alvenaria, sendo esta modelada através do elemento *SOLID65*. Os quatro interfaces entre o pórtico e a alvenaria foram modelados usando os elementos de contacto *CONTA174* e *TARGE170*, baseados na lei de atrito de Coulomb.



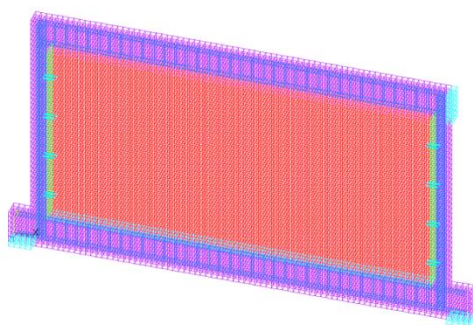
a) Pórtico não preenchido.

b) Painéis: Wall_REF_01; Wall_REF_02; e Wall_RAR.

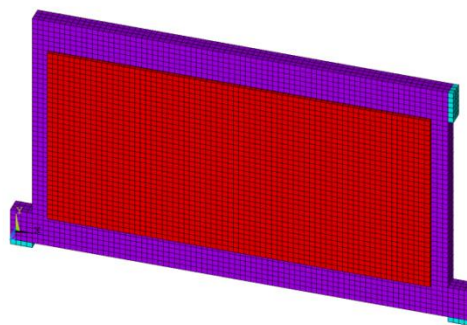
Figura 9.7 - Modelos usados na modelação de elementos finitos.

O modelo do painel Wall_JAR, apresentado na Figura 9.8 a), é em tudo similar ao modelo apresentado anteriormente, contudo, uma vez que se trata de um pano de parede com armadura nas juntas horizontais ligadas aos pilares, foi incorporado no modelo do ANSYS uma armadura de ligação entre o pilar e o pano de alvenaria. O modelo do painel Wall_DPA apresentado na Figura 9.8 b) é constituído por dois panos de alvenaria, sendo o pórtico de betão armado, a alvenaria e os interfaces entre o pórtico e a alvenaria, modelados com o mesmo tipo de elemento dos modelos anteriormente apresentados.

Para simular as condições de apoio do painel, os quais foram considerados sob os pilares, bem como, o ponto de aplicação de carga, definido como uma superfície coincidente com a secção da viga situada no extremo direito da viga superior, foi usado o elemento *SOLID45*.



a) Painel Wall_JAR.



b) Painel Wall_DPA.

Figura 9.8 - Modelos usados na modelação de elementos finitos (Continuação).

Os modelos assim definidos foram configurados nas diferentes geometrias, com propriedades mecânicas para os materiais de acordo com o indicado na Tabela 9.1. As propriedades apresentadas foram obtidas por diversos meios. Assim, as propriedades do betão foram determinadas experimentalmente no Laboratório de Materiais, as características mecânicas do aço resultaram dos valores médios preconizados pela regulamentação nacional, e as propriedades da alvenaria foram o resultado do estudo experimental apresentado no capítulo 6 e resumido na Tabela 6.60, Tabela 6.61 e na Tabela 6.62 do mesmo. Por outro lado, face à inexistência de valores experimentais, as propriedades dos interfaces foram ajustadas de forma a reproduzir o comportamento experimental observado para os painéis.

Tabela 9.1 - Resumo das principais propriedades usadas no modelo de elementos finitos.

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	PÓRTICO	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA
Propriedades do betão						
Módulo elasticidade (GPa)	30	30	30	30	30	30
Resist. compressão (MPa)	43	43	43	43	43	43
Propriedades do aço						
Módulo elasticidade (GPa)	200	200	200	200	200	200
Tensão cedência (MPa)	500	500	500	500	500	500
Propriedades da alvenaria						
Módulo elasticidade (GPa)	-	1.58	3.60	2.40	4.30	3.60
Resist. compressão (MPa)	-	1.26	1.34	1.66	2.09	1.10
Interfaces laterais						
Tensão de contacto (MPa)	-	1.70	1.86	1.30	1.20	2.00
Coeficiente de atrito	-	0.80	0.90	0.80	0.95	0.95
Coesão (MPa)	-	0.18	0.15	0.18	0.18	0.18
Interface superior						
Rigidez contacto (kN/m)	-	1000	2000	10000	10000	9000
Coeficiente de atrito	-	0.80	0.90	0.80	0.95	0.95
Coesão (MPa)	-	0.17	0.22	0.26	0.28	0.28
Interface inferior						
Tensão de contacto (MPa)	-	"Bonded"	"Bonded"	"Bonded"	"Bonded"	"Bonded"
Coeficiente de atrito	-	-	-	-	-	-
Coesão (MPa)	-	-	-	-	-	-

9.2.2.2 Resultados

Os resultados da modelação dos painéis, pelo método dos elementos finitos, nas geometrias propostas para a modelação, assim como, a comparação com os resultados experimentais, na geometria de referência ($1.70 \times 3.40 \text{ m}^2$), são seguidamente sistematizados.

Nas figuras seguintes (Figura 9.9 e Figura 9.10) são apresentados, a título de exemplo, alguns dos comportamentos observados a partir da modelação em elementos finitos. Na Figura 9.9 é possível observar, para o modelo Wall_JAR, o comportamento dos interfaces no que se refere aos locais onde foi notado deslizamento (Zonas em laranja) e às zonas aderidas (Zonas em vermelho). Na Figura 9.10 são apresentados os deslocamentos no plano observados na fase final da modelação para o modelo Wall_REF_01.

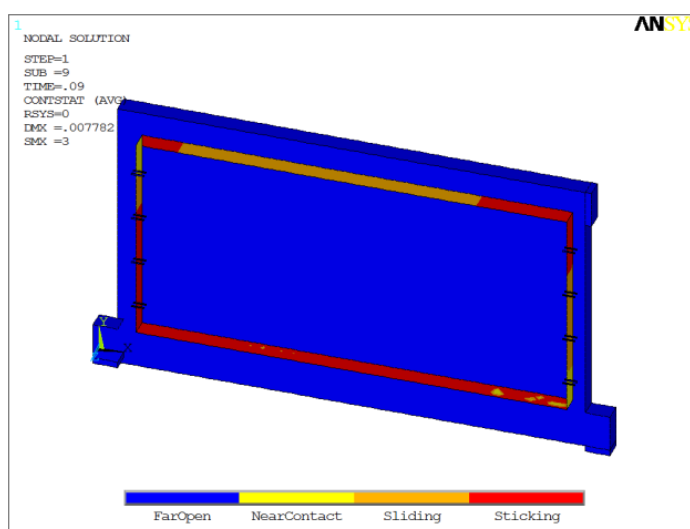


Figura 9.9 - Exemplos de alguns comportamentos observados nos interfaces a partir da modelação em ANSYS. Comportamento dos interfaces: Wall_JAR.

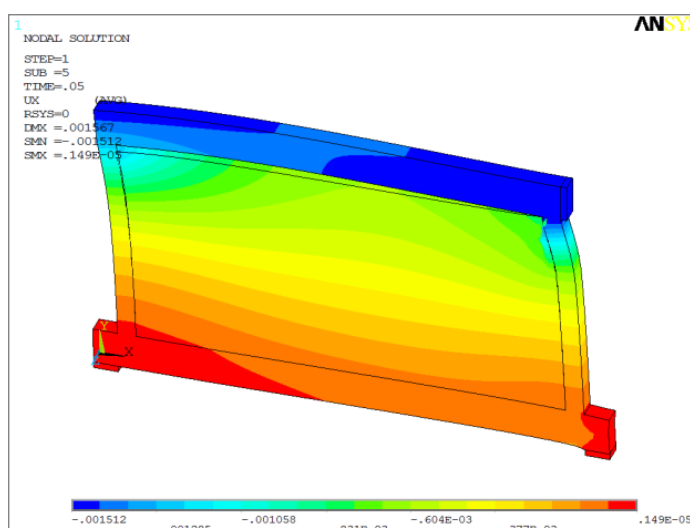


Figura 9.10 - Exemplos de alguns comportamentos observados a partir da modelação em ANSYS. Deslocamentos: Wall_REF_01

Os resultados correspondentes ao desenvolvimento das diferentes fases da modelação, no que concerne aos relativos ao pórtico não preenchido e aos pórticos preenchidos pelas soluções construtivas em estudo na geometria dos ensaios experimentais, são apresentados na Figura 9.11, sendo materializados na exibição das respectivas curvas de capacidade e correspondente comparação com as curvas de capacidade obtidas experimentalmente.

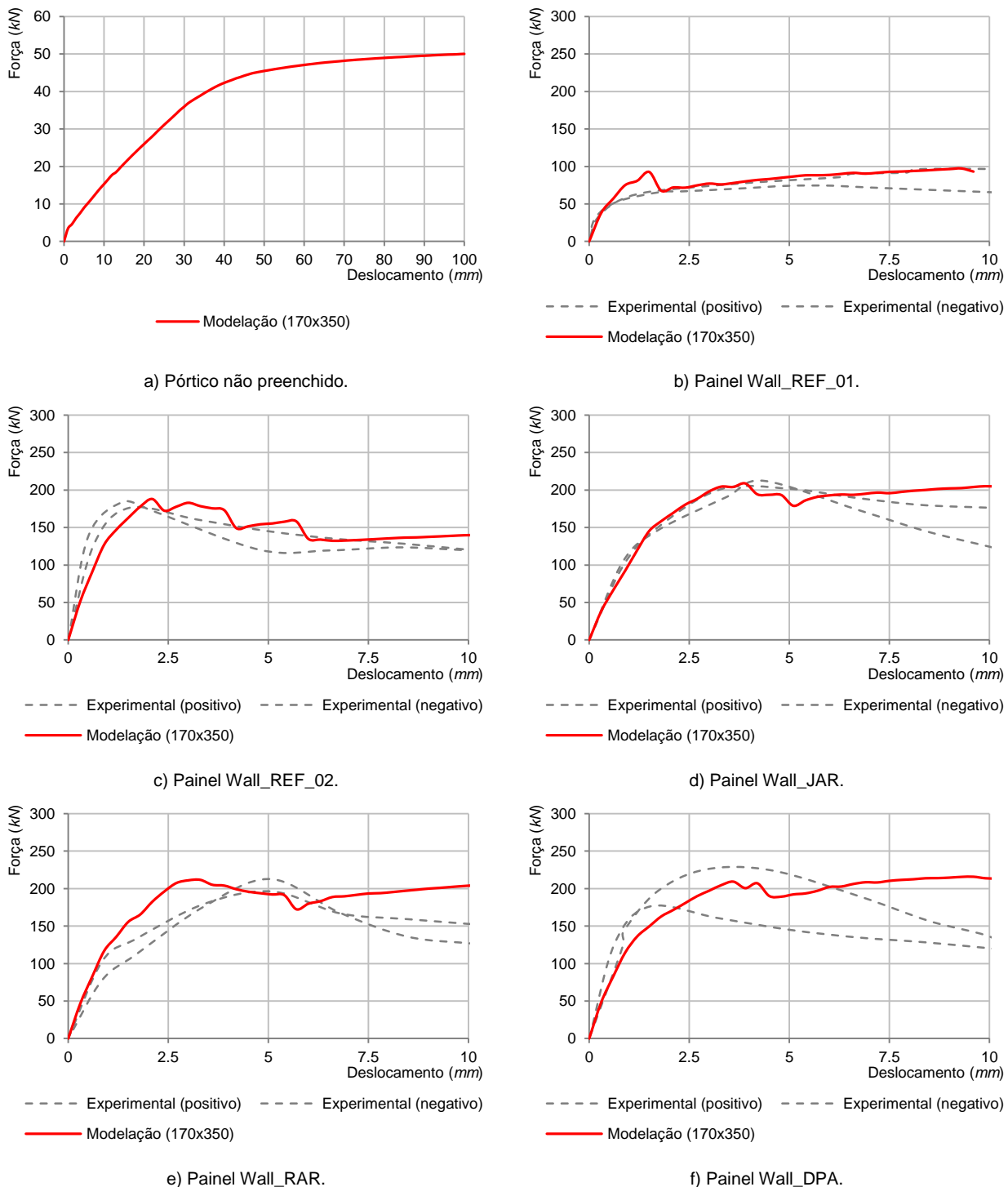


Figura 9.11 - Análise comparativa no plano entre os resultados experimentais e a modelação numérica, em termos da relação força versus deslocamento no plano.

Os resultados correspondentes ao desenvolvimento das diferentes fases da modelação, no que concerne aos relativos ao pórtico não preenchido e aos pórticos preenchidos pelas soluções construtivas em estudo, na variação geométrica referente à gama de comprimentos do pano de alvenaria: 1.70 m; 3.50 m; e 5.10 m, para a altura constante de 1.70 m, são apresentados na Figura 9.12, sendo materializados na exibição das respectivas curvas da capacidade das modelações efectuadas.

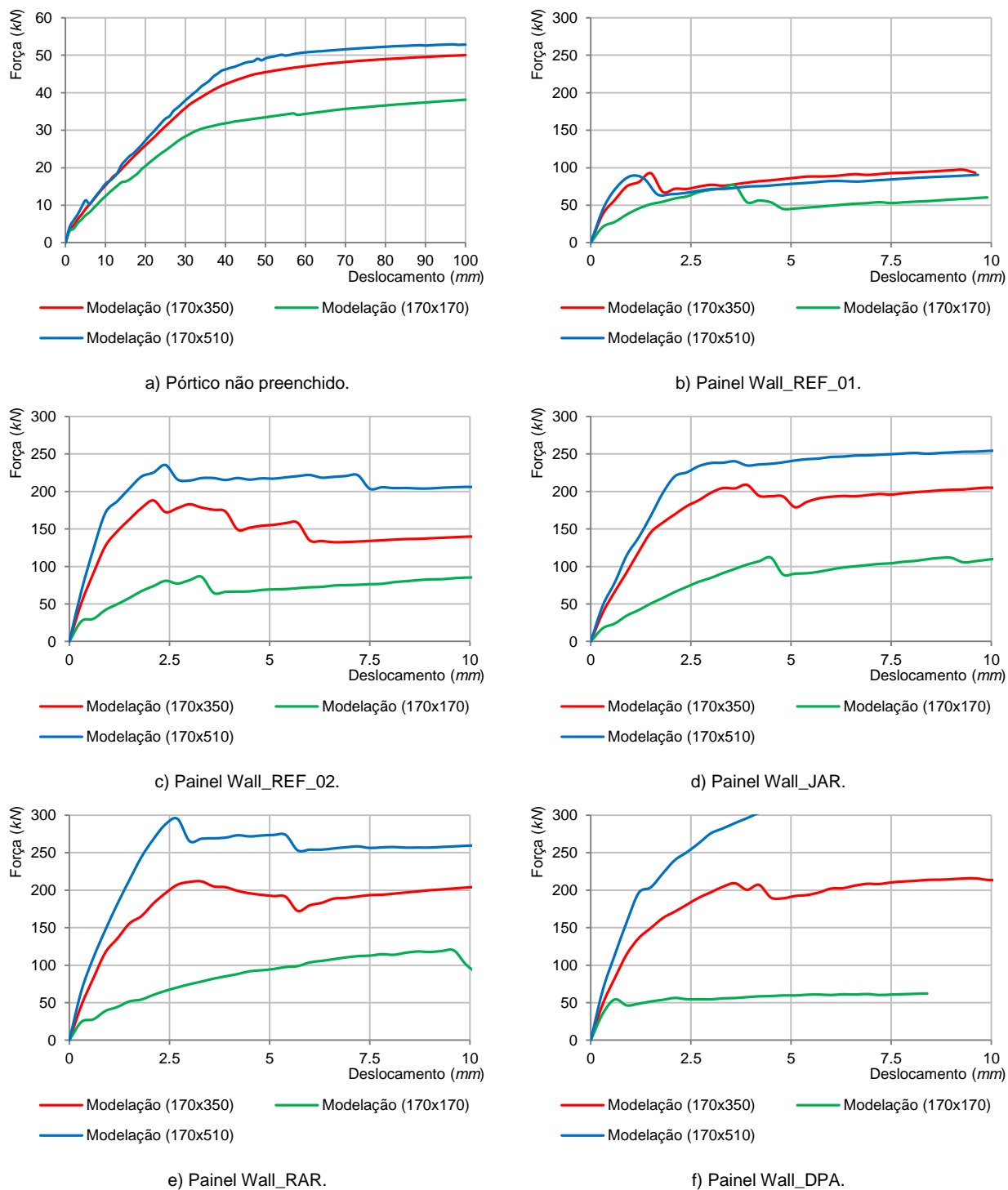


Figura 9.12 - Resultados da modelação numérica no plano com a variação geométrica dos painéis.

Na Tabela 9.2 encontram-se sumariados os principais resultados da modelação referentes à carga máxima, *drift* e rigidez, no que concerne aos relativos ao pórtico não preenchido e aos pórticos preenchidos pelas soluções construtivas em estudo, na variação geométrica referente à gama de comprimentos do pano de alvenaria: 1.70 m; 3.50 m; e 5.10 m, para a altura constante de 1.70 m.

Tabela 9.2 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima e rigidez na modelação numérica no plano.

GEOMETRIA DO PAINEL E GRANDEZAS		SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
		PÓRTICO	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA
Painel 170x170							
Carga máxima	(kN)	38.2	78.0	90.0	112.0	120.0	56.0
<i>Drift</i>	(%)	5.00	0.18	0.17	0.23	0.48	0.11
Rigidez	(N/mm)	1005	35076	45834	34337	35094	95992
Painel 170x350							
Carga máxima	(kN)	52.0	92.0	188.0	215.0	211.0	209.0
<i>Drift</i>	(%)	5.00	0.08	0.11	0.17	0.17	0.18
Rigidez	(N/mm)	1317	89860	146466	101955	134044	132819
Painel 170x510							
Carga máxima	(kN)	52.8	88.0	235.0	240.0	300.0	308.0
<i>Drift</i>	(%)	5.00	0.05	0.12	0.18	0.14	0.24
Rigidez	(N/mm)	1390	99691	209019	122851	161558	182657
Espessura dos painéis							
t_w	(mm)	-	150	180	180	180	210

9.2.2.3 Análise e discussão de resultados

Os resultados obtidos pela modelação efectuada em ANSYS relativos à geometria dos painéis usada nos ensaios experimentais, isto é, considerando panos de alvenaria com as dimensões de 1.70x3.50 m², quando comparados com os resultados experimentais, apresentaram valores próximos de carga máxima e de rigidez inicial. Pela observação das correspondentes curvas de capacidade, verifica-se também, que existe uma grande semelhança no respectivo desenvolvimento. Perante estas constatações, tudo leva a crer que os modelos numéricos traduziram o comportamento observado nos ensaios experimentais, significando que a generalidade das propriedades referentes aos materiais introduzidas na modelação, assim como, o tipo e as respectivas propriedades dos interfaces usados parecem adequados para traduzir o comportamento esperado.

Neste sentido, com a modelação calibrada para a geometria de referência, foi possível validar de forma indirecta outras geometrias nas mesmas condições dos modelos anteriores, de forma a ampliar a amostra de resultados referentes à carga máxima, *drift* e rigidez, assim como, determinar as correspondentes curvas de capacidade. À excepção do verificado nas soluções construtivas Wall_DPA, na geometria 1.70x1.70 m² e Wall_REF_01, na geometria 1.70x5.10 m² onde os valores das respectivas cargas máximas ficaram aquém do esperado, os restantes resultados obtidos pela modelação, revelaram-se de acordo com o espectável. O aumento de comprimento do painel, sob altura constante, promoveu um aumento na carga máxima e da rigidez inicial.

Pelas razões já apontadas não foram realizados ensaios experimentais sobre o pórtico não preenchido. Contudo é importante comparar as curvas de capacidade do pórtico não preenchido com as referentes aos pórticos preenchidos com as diferentes soluções construtivas, para que, deste modo, se possa perceber a influência da alvenaria no

comportamento global da estrutura. Na Figura 9.13 mostra-se o conjunto das curvas de capacidade, referentes ao pórtico não preenchido e aos pórticos preenchidos pelas diferentes soluções construtivas, cuja geometria em estudo foi a de referência. Comparando a curva de capacidade do pórtico preenchido com as restantes curvas é possível constatar o grande contributo que, em termos de carga máxima e rigidez, os panos de alvenaria conferem ao conjunto. Por fim, é de realçar a grande diferença de rigidez encontrada entre o pórtico não preenchido e os diferentes sistemas estruturais constituídos pelo pano de alvenaria de preenchimento e o pórtico envolvente. Para as diferentes geometrias, verificou-se que o painel de referência, Wall_REF_01, apresentou uma rigidez superior ao pórtico não preenchido entre 35 e 72 vezes, enquanto nas restantes soluções construtivas esse valor variou entre 96 e 150. Analisando exclusivamente a geometria de referência, a solução Wall_REF_01 face ao pórtico não preenchido apresentou uma rigidez cerca de 50 vezes superior e as restantes soluções cerca de 100 vezes. Estes resultados parecem corroborar outros trabalhos experimentais, nomeadamente o realizado por Mehrabi *et al.* [45] onde a ordem de grandeza alcançada nos diferentes ensaios se situou entre 13 e 61, valores comparáveis com a solução construtiva e geometria de referência deste trabalho.

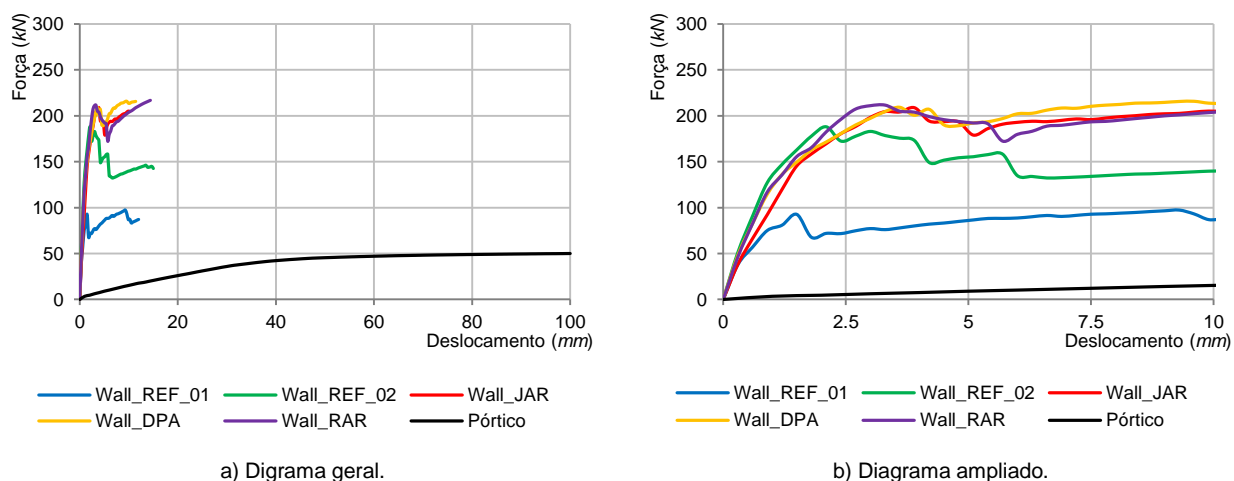


Figura 9.13 - Resultados da modelação numérica no plano nas diferentes soluções construtivas com a geometria de referência.

9.2.3 Modelação dos painéis para fora do plano

A modelação dos painéis para fora do plano pelo método de elementos finitos visa, a partir de uma análise não linear com incrementos de carga horizontal aplicada perpendicularmente ao painel, determinar a curva de capacidade da estrutura. Os painéis foram considerados nas soluções construtivas estudadas experimentalmente para fora do plano: Wall_REF_01; Wall_REF_02; Wall_JAR; Wall_RAR; Wall_DPA_01 e Wall_DPA_02. A modelação dos painéis para fora do plano foi realizada em duas fases distintas. Numa fase inicial foi realizada a modelação dos painéis com panos de alvenaria de geometria de 1.70 m de altura e 3.50 m de comprimento para que os modelos de elementos finitos pudessem ser calibrados pelo comportamento observado nos ensaios experimentais. Também se procurou introduzir o dano verificado nos ensaios no plano mediante a alteração das propriedades dos interfaces e do material correspondente ao preenchimento. A fase final ocorreu após a calibração dos modelos de elementos finitos para a geometria de referência e incidiu, tal como o definido para os

modelos no plano, sobre duas novas geometrias, onde foi mantida a altura de 1.70 m nos panos, sendo considerados os comprimentos de 1.70 m e 5.10 m.

9.2.3.1 Concepção dos modelos

Para realizar a modelação dos painéis para fora do plano, foram recuperados os modelos entretanto desenvolvidos na modelação de elementos finitos realizada no plano na geometria de referência, tendo sido a partir dos mesmos concebidos três modelos. As propriedades dos materiais usados na definição de cada uma das soluções construtivas são as apresentadas na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 - Resumo das principais propriedades usadas no modelo de elementos finitos.

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Propriedades do betão						
Módulo elasticidade (GPa)	30	30	30	30	30	30
Resist. compressão (MPa)	43	43	43	43	43	43
Propriedades do aço						
Módulo elasticidade (GPa)	200	200	200	200	200	200
Tensão cedência (MPa)	500	500	500	500	500	500
Propriedades da alvenaria						
Módulo elasticidade (GPa)	0.29	0.30	0.80	1.50	1.20	1.20
Resist. compressão (MPa)	1.26	1.26	1.53	1.97	0.84	0.90
Resistência flexão (MPa)	0.26	0.74	0.90	1.29	0.32	0.52
Interfaces laterais						
Tensão de contacto (MPa)	0.00	1.00	1.00	2.00	2.26	2.26
Coeficiente de atrito	0.00	0.35	0.45	0.35	0.50	0.50
Coesão (MPa)	0.00	0.00	0.15	0.13	0.16	0.16
Interface superior						
Rigidez contacto (kN/m)	0.00	900	1800	7000	9000	8200
Coeficiente de atrito	0.00	0.35	0.45	0.35	0.50	0.50
Coesão (MPa)	0.00	0.08	0.19	0.20	0.22	0.22
Interface inferior						
Tensão de contacto (MPa)	"Bonded"	"Bonded"	10000.00	7000.00	9000.00	8200.00
Coeficiente de atrito	-	-	0.45	0.35	0.50	0.50
Coesão (MPa)	-	-	0.19	0.20	0.22	0.22

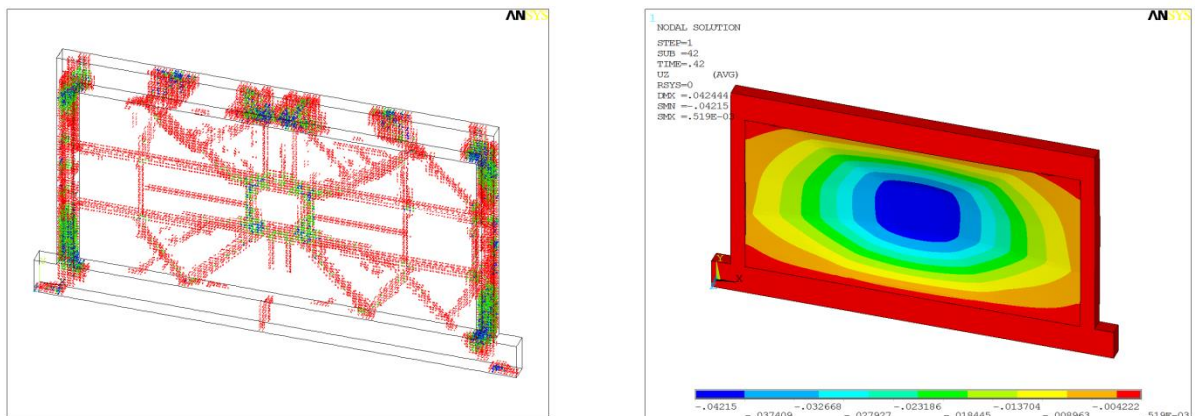
No modelo dos painéis: Wall_REF_01; Wall_REF_02; Wall_RAR; e Wall_DAP_01 foi utilizado o modelo do pórtico de betão armado preenchido com alvenaria, sendo esta modelada através do elemento *SOLID65*. Os quatro interfaces entre o pórtico e a alvenaria foram modelados usando os elementos de contacto *CONTA174* e *TARGE170*, baseados na lei de atrito de Coulomb. O modelo do painel Wall_JAR é uma variante do modelo anterior, contudo uma vez que se trata de um pano de parede com armadura nas juntas horizontais ligadas aos pilares, foi incorporado no modelo do ANSYS uma armadura de ligação entre o pilar e o pano de alvenaria, modelada através do elemento *LINK180*. O modelo do painel Wall_DPA_01 é também uma variante do primeiro modelo, sendo constituído por dois panos de alvenaria ligados entre si por intermédio de seis conectores de aço, sendo o pórtico de betão armado, a alvenaria e os interfaces entre o pórtico e a alvenaria, modelados com o mesmo tipo de elemento dos modelos anteriormente apresentados.

Para simular as condições de apoio do painel, para fazer face à acção horizontal perpendicular ao plano do pano de alvenaria, além dos apoios já considerados na modelação no plano, os quais foram considerados sob os pilares, foram também considerados mais três apoios na viga superior, sendo um na zona central da viga e dois nas zonas de intercepção da viga com os pilares. Usando o mesmo critério aplicado à viga superior, foi também introduzido um apoio na zona central da viga inferior, ficando deste modo, as condições de apoio sensivelmente equivalentes superior e inferiormente. Na mesma linha de modelação efectuada no plano, também nestas modelações foi usado para os apoios o elemento *SOLID45*. Para modelar a aplicação da carga, foi definida uma superfície envolvente pelo ponto mais afastado em cada direcção dos quatro pontos de aplicação de carga usados experimentalmente, sendo usado para o efeito o elemento *SOLID45*.

Os modelos assim definidos foram configurados inicialmente na geometria de referência, sendo as propriedades mecânicas obtidas experimentalmente para os materiais constituintes ajustadas de maneira a ser possível simular o dano introduzido no plano de acordo com o observado ou medido nos ensaios experimentais. Após a calibração das características mecânicas na geometria de referência, no sentido da modelação de elementos finitos representar o comportamento experimental dos painéis, foram modeladas as restantes geometrias nas condições e propriedades dos materiais validados na geometria de referência.

9.2.3.2 Resultados

Na Figura 9.14 são apresentados, a título de exemplo, alguns dos comportamentos observados a partir da modelação em elementos finitos, com destaque para a fendilhação e a deformação observadas. Na Figura 9.14 a) é possível observar, para o modelo Wall_JAR, as fendas desenvolvidas na fase final de aplicação de carga, as quais revelam alguma semelhança com o padrão de fendilhação observado experimentalmente, como pode ser comprovado pela análise da Figura B 31. Na Figura 9.14 b) são apresentados os deslocamentos observados na fase final da modelação para o modelo Wall_REF_02, constatando-se que os isovalores de deslocamentos da modelação de elementos finitos são muito aproximados ao padrão dos isovalores observados nos ensaios experimentais como se pode confirmar pela Figura 7.44.



a) Fendas: Wall_JAR.

b) Deformação: Wall_REF_02.

Figura 9.14 - Exemplos de alguns comportamentos observados a partir da modelação em ANSYS.

Os resultados correspondentes ao desenvolvimento das diferentes fases da modelação, no que concerne às soluções construtivas em estudo na geometria dos ensaios experimentais, são apresentados na Figura 9.15, sendo materializados na exibição das respectivas curvas de capacidade e correspondente comparação com as curvas de capacidade obtidas experimentalmente.

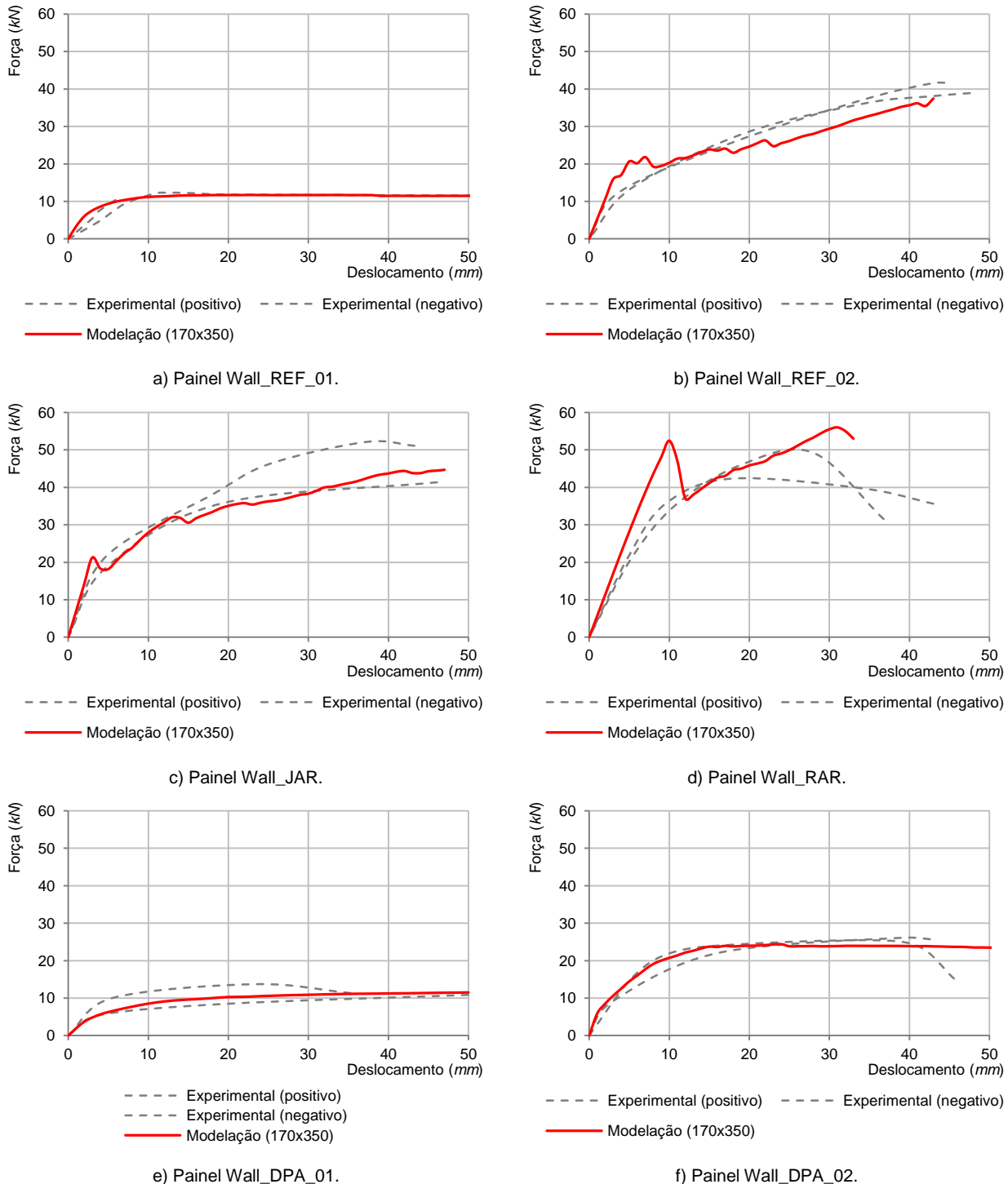


Figura 9.15 - Análise comparativa para fora do plano entre os resultados experimentais e a modelação numérica.

Os resultados correspondentes ao desenvolvimento das diferentes fases da modelação, no que concerne às soluções construtivas em estudo, na variação geométrica referente à gama de comprimentos do pano de alvenaria: 1.70 m; 3.50 m; e 5.10 m, para a altura constante de 1.70 m, são apresentados na Figura 9.16, sendo materializados na exibição das respectivas curvas da capacidade das modelações efectuadas.

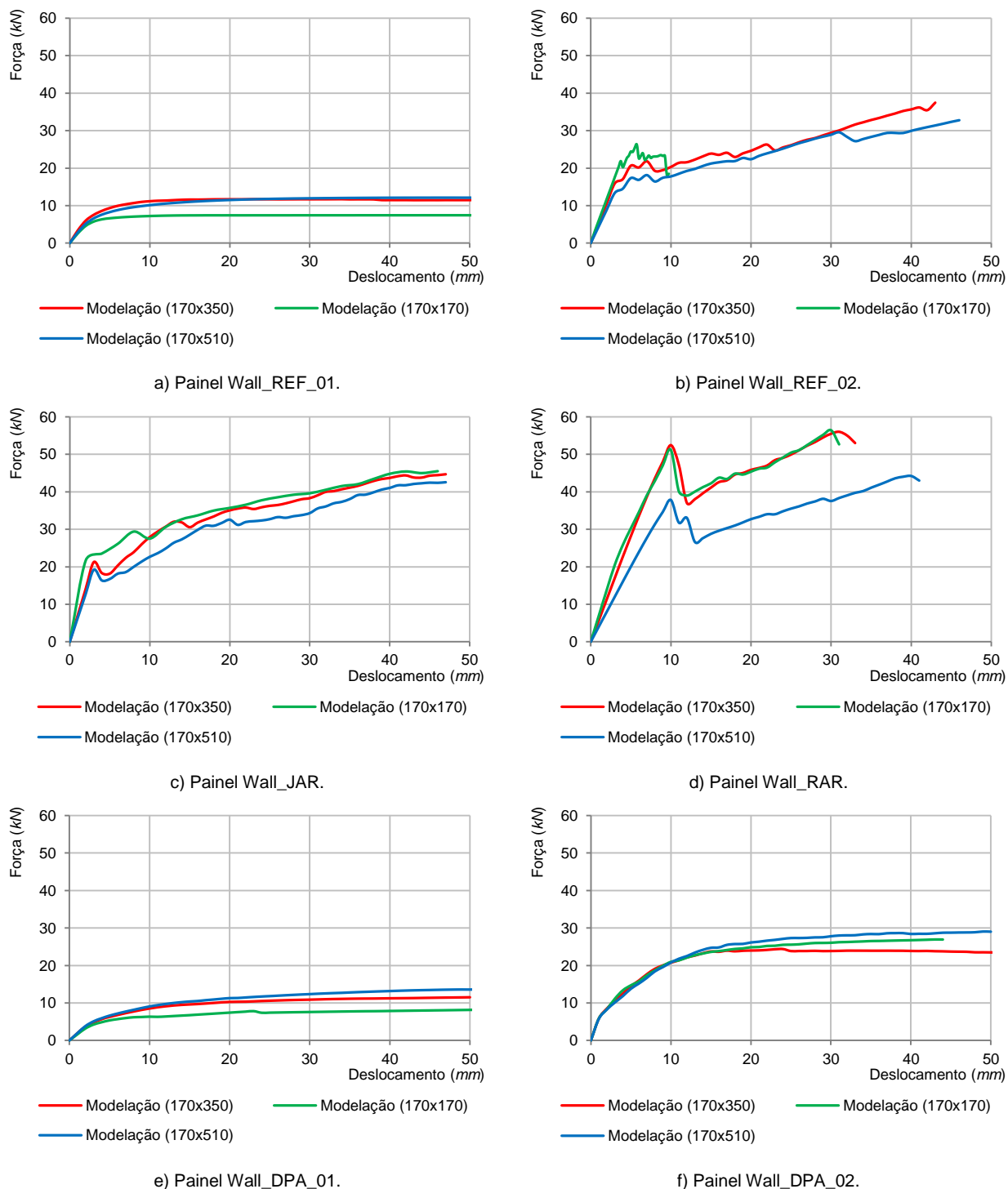


Figura 9.16 - Resultados da modelação numérica para fora do plano com a variação geométrica dos painéis.

Na Tabela 9.4 encontram-se sumariados todos os resultados da modelação no que concerne à carga máxima, incluindo a respectiva conversão da mesma em carga distribuída e aos deslocamentos máximos relativos às soluções construtivas em estudo, na variação geométrica referente à gama de comprimentos do pano de alvenaria: 1.70 m; 3.50 m; e 5.10 m, para a altura constante de 1.70 m.

Tabela 9.4 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima na modelação numérica para fora do plano.

GEOMETRIA DO PAINEL E GRANDEZAS	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Painel 170x170						
Carga máxima (kN)	7.4	38.0	45.6	56.4	8.2	26.9
Carga distribuída (kPa)	5.3	27.1	32.5	40.2	5.8	19.2
Deslocamento (mm)	50.00	5.80	50.00	50.00	50.00	43.00
Painel 170x350						
Carga máxima (kN)	11.7	37.5	45.0	56.0	11.5	24.4
Carga distribuída (kPa)	4.4	14.2	17.0	21.2	4.3	9.2
Deslocamento (mm)	34.00	43.00	50.00	50.00	50.00	24.00
Painel 170x510						
Carga máxima (kN)	12.1	34.7	44.0	52.8	13.6	29.1
Carga distribuída (kPa)	4.0	11.3	14.4	17.2	4.4	9.5
Deslocamento (mm)	47.00	50.00	50.00	50.00	49.00	49.00
Espessura dos painéis						
t_w (mm)	150	180	180	180	125	137; (210)

9.2.3.3 Análise e discussão de resultados

Os resultados obtidos pela modelação de elementos finitos relativos à geometria dos painéis usada nos ensaios experimentais, com as dimensões de 1.70x3.50 m², que se destinaram à calibração dos modelos, quando comparados com os resultados experimentais, apresentaram valores muito próximos de carga máxima e de deslocamento. Pela observação das respectivas curvas de capacidade, verifica-se também, que existe uma grande semelhança no respectivo desenvolvimento. Perante estas constatações, tudo leva a crer que os modelos numéricos traduziram o comportamento observado nos ensaios experimentais, significando que a generalidade das propriedades referentes aos materiais introduzidos na modelação, com especial destaque nas respectivas alterações efectuadas no sentido de simular o dano ocorrido no plano, parecem adequadas para traduzirem o comportamento esperado.

Neste sentido, com a modelação calibrada para a geometria de referência, seguindo a mesma linha de procedimento realizada na análise no plano, foi possível validar de forma indirecta outras geometrias nas mesmas condições dos modelos anteriores, de forma a ampliar a amostra de resultados referentes à carga máxima, assim como, determinar as correspondentes curvas de capacidade. À excepção do verificado nas soluções construtivas Wall_DPA_01 e Wall_DPA_02, nas geometrias de 1.70x5.10 m² onde os valores das respectivas cargas máximas foram sobreavaliados pela modelação de elementos finitos, os restantes resultados obtidos pela modelação, revelaram-se de acordo com o espectável. O aumento de comprimento do painel, sob altura constante, isto é, o incremento da área do painel, promoveu uma diminuição na carga máxima.

Por fim importa esclarecer a metodologia usada na aproximação do cálculo da carga distribuída. Assim, a carga máxima distribuída, w_{max} , aplicada ao painel foi obtida pela expressão seguinte:

$$w_{max} = \frac{F_{max}}{A} C \quad (kN/m^2) \quad \text{Equação 9.11}$$

Onde as variáveis têm o seguinte significado:

- F_{max} Carga máxima (concentrada) obtida pela modelação ou pelo ensaio experimental (kN);
- A Área do painel (m^2);
- C Coeficiente de conversão.

Coeficiente de conversão, C , destina-se a transformar de uma forma aproximada, a carga máxima aplicada ao painel (concentrada), F_{max} , numa carga distribuída, w_{max} , que produza no mesmo, esforços semelhantes. Na presente configuração dos painéis foram determinados os valores de 1.5, 2.2, e 4.0, respectivamente, no caso dos modelos estruturais equivalentes a lajes em consola, apoiadas em três bordos e apoiadas em quatro bordos. Pelos resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, achou-se prudente considerar o valor de 2.2 para o coeficiente de conversão, C .

9.3 Modelos analíticos simples

Os ensaios experimentais e a modelação numérica efectuada de cada uma das diferentes geometrias, conduziram a uma ampla amostra de resultados que serão comparados com os resultados obtidos por modelos analíticos simples desenvolvidos por investigadores de referência, os quais foram já alvo de exposição nos capítulos referentes ao estado da arte. Para cada uma das direcções comportamentais estudadas serão, também, propostas expressões numéricas simples, que procurem explicar e descrever da melhor forma os resultados obtidos.

9.3.1 Comportamento no plano

O comportamento no plano recorrendo a modelos analíticos simples, passará por uma análise preliminar comparativa de diversas propostas, recorrendo para o efeito aos estudos elaborados pelos seguintes autores: Fiorato *et al.* [39]; Stafford Smith [37, 44]; Fajfar e Dolšek [27]; e Mehrabi *et al.* [45], assim como, pela metodologia proposta pela FEMA 306 [74]. Com base numa análise estatística de resultados e no trabalho de Fajfar e Dolšek [27] são, também, apresentadas propostas de expressões para a determinação da carga máxima e da rigidez inicial. Finaliza-se com uma proposta de metodologia para construção do diagrama teórico de resposta da curva de capacidade de um painel.

As propriedades da alvenaria são as indicadas na Tabela 9.5, sendo f_{cmw} a resistência média à compressão na direcção normal, f_{cm90w} a resistência média à compressão na direcção horizontal, E_{mw} o módulo de elasticidade médio, G_{mw} o módulo de distorção médio, C a coesão, μ_0 o coeficiente de atrito inicial e μ_r o coeficiente de atrito residual. Os materiais usados na construção dos pórticos apresentaram as seguintes características mecânicas médias: 43 N/mm^2 para a resistência à compressão do betão, f_{cmf} ; 28940 N/mm^2 para o módulo de elasticidade do betão, E_{mf} ; 550 N/mm^2 para a tensão de cedência do aço, f_{sf} ; e 200000 N/mm^2 para o módulo de elasticidade do aço, E_{sf} . Os valores apresentados resultam dos ensaios experimentais realizados sobre os materiais constituintes da alvenaria e do pórtico, os quais foram apresentados no capítulo 6.

Tabela 9.5 - Resumo das principais propriedades das soluções construtivas de alvenaria.

DESIGNAÇÃO DO PAINEL	PROPRIEDADES DA ALVENARIA						
	f_{cmw} (N/mm^2)	f_{cm90w} (N/mm^2)	E_{mw} (N/mm^2)	G_{mw} (N/mm^2)	C (N/mm^2)	μ_0	μ_r
Wall_REF_01	1.26	3.47	1577	631	0.17		
Wall_REF_02	1.34	3.55	3603	1441	0.18		
Wall_JAR	1.66	3.87	2402	961	0.19	0.90	0.75
Wall_RAR	2.09	4.30	4296	1718	0.22		
Wall_DPA	1.34	3.55	3603	1441	0.18		

9.3.1.1 Análise comparativa de diversas propostas analíticas

A rigidez e carga máxima de um painel são das grandezas mais relevantes que importa conhecer para avaliar o comportamento de um painel quando solicitado no plano. Importa realizar uma análise comparativa das diversas propostas analíticas, incidindo sobre as diferentes soluções construtivas na geometria dos painéis usados nos ensaios experimentais, isto é, $1.70 \times 3.50 \text{ m}^2$, para entender o impacto destas soluções e geometrias nas formulações propostas. Neste sentido, com base nas expressões apresentadas no subcapítulo 3.2.1.2 referentes ao trabalho de investigação desenvolvido por Stafford Smith [37, 44], no subcapítulo 3.2.1.3 relativas a Fiorato *et al.* [39] e no subcapítulo 3.2.2.3 referentes às formulações efectuadas por Fajfar e Dolšek [27], foram efectuados os cálculos necessários usando as propriedades dos materiais apresentados e a geometria do pano de alvenaria e do pórtico envolvente ensaiados, cujos resultados, assim como, os resultados experimentais e os resultados da modelação por elementos finitos, são sumariados nas tabelas seguintes (Tabela 9.6 e Tabela 9.7).

Tabela 9.6 - Resumo dos valores de rigidez obtidos por diferentes formulações.

RIGIDEZ		SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
		PÓRTICO	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA
Experimental	(N/mm)	-	70136	235580	110167	80365	154773
FEM	(N/mm)	1317	89860	146466	101955	134044	132819
Fiorato <i>et al.</i> [39]	(N/mm)	-	59120	135078	90052	161059	135083
Stafford [37, 44]							
Escora, a	(mm)	-	320	290	302	285	285
Rigidez, K	(N/mm)	-	18899	41456	29973	47830	46988
Fajfar e Dolšek [27]							
Escora, a	(mm)	-	378	342	356	336	337
Rigidez, K	(N/mm)	-	16855	41777	29004	48944	47995

Analisando a Tabela 9.6 é possível verificar que os resultados da rigidez inicial relativos à modelação efectuada no ANSYS são muito próximos dos resultados obtidos experimentalmente, exceptuando-se o verificado nas soluções construtivas Wall_REF_02 e Wall_RAR, cujas razões já foram entretanto discutidas. De igual modo, a solução analítica simples preconizada por Fiorato *et al.* [39], também manifesta grande proximidade de valores face aos resultados experimentais. As expressões analíticas desenvolvidas por Stafford Smith [37, 44] e Fajfar e Dolšek [27] devolveram valores de rigidez muito inferiores aos experimentais, o que vem na linha do encontrado por Mehrabi *et al.* [45]. Os resultados obtidos para a altura da escora diagonal equivalente são diferentes, mas dentro da mesma gama de valores e seguem o mesmo padrão em função das soluções construtivas.

Tabela 9.7 - Resumo dos valores da carga máxima obtidos por diferentes formulações.

CARGA ÚLTIMA		SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
		PÓRTICO	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA
Experimental							
Carga máxima	(kN)		85.4	180.4	203.5	197.5	207.9
Drift	(%)	-	0.47	0.09	0.09	0.13	0.06
FEM							
Carga máxima	(kN)	52.0	92.7	188.0	214.5	211.6	209.2
Drift	(%)	5.00	0.50	0.12	0.19	0.19	0.21
Stafford [37, 44]	(kN)	-	66.9	66.3	90.9	99.0	74.5
Fajfar e Dolšek [27]	(kN)	-	95.6	117.4	128.0	142.2	137.0

Pela análise da Tabela 9.7 é possível verificar que os resultados da carga máxima referentes à modelação efectuada no ANSYS são muito próximos dos resultados obtidos experimentalmente. A modelação respondeu, de forma capaz à variação das propriedades mecânicas dos materiais constituintes das soluções construtivas. Por outro lado, as soluções analíticas simples preconizadas por Stafford Smith [37, 44] e Fajfar e Dolšek [27] subavaliaram a carga máxima obtida. A expressão da carga máxima de Stafford Smith [37, 44] revelou ainda uma fraca resposta à variação das soluções construtivas.

A explicação para a diferença entre os resultados encontrados pelos diversos autores poderá assentar nas diferentes geometrias e soluções construtivas ensaiadas nos trabalhos de investigação realizados. A título de exemplo foi constatado, por exemplo, que as expressões de Fiorato *et al.* [39] são pouco sensíveis à variação de comprimento do painel, embora tenham sido aquelas que melhores resultados apresentaram para a geometria dos painéis experimentais.

Após a avaliação do comportamento de um painel quando solicitado no plano face à rigidez e à carga máxima, importa também compreender os mecanismos de rotura encontrados nos ensaios experimentais e justifica-los numericamente, recorrendo para o efeito, ao trabalho desenvolvido por Mehrabi *et al.* [45] exposto no subcapítulo 3.2.2.2. Antes de efectuar a análise de comportamento, é importante inventariar as cargas verticais em jogo, cujo resumo se encontra apresentado na Tabela 9.8. Assim, o pano de alvenaria estará solicitado ao seu peso próprio e às cargas exteriores de 50 kN aplicadas em cada um dos pilares. Estas últimas provocarão uma deformabilidade axial dos pilares que, resultado da compatibilização de deslocamentos função da relação dos módulos de elasticidade do material constituinte dos pilares e da alvenaria, provocará a solicitação no pano de alvenaria indicada na referida tabela. Apesar de Mehrabi *et al.* [45] considerar a viga superior de rigidez infinita, na realidade tal não se verificou na campanha de ensaios experimentais efectuada, assim como, nos resultados da modelação de elementos finitos. Nestas circunstâncias, foram considerados os valores médios lidos pelos dispositivos de aquisição de dados aplicados na viga superior na direcção vertical nos diferentes painéis, à excepção da parede de referência, Wall_REF_01 que, devido à inexistência de reboco, os interfaces sofreram um esmagamento prematuro quando comparado com o sucedido nos interfaces das outras soluções construtivas. Para ter em conta esta situação, foi considerado 15% do valor médio dos deslocamentos verticais, valor considerado prudente face à observação dos registos fotográficos e de vídeo realizados. Para a determinação da carga ΔP , devido ao tipo de deformada da viga superior relativa a uma carga lateral, foi considerado que a influência dessa deformação sobre o pano de alvenaria era cerca de 30%.

Tabela 9.8 - Cargas verticais no pano de alvenaria.

CARGAS VERTICAIS	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA	
Exteriores						
Peso Próprio	(kN)	8.3	11.9	11.9	11.9	13.3
Sobre os pilares	(kN)	38.9	63.5	53.7	67.5	67.0
Devidas à deformabilidade da viga superior						
Deslocamento, δ_v	(mm)	0.10	0.20	0.26	0.15	0.19
Carga, ΔP	(kN)	13.8	75.7	65.6	67.7	83.9

No seguimento das considerações supra efectuadas acerca das cargas verticais nos painéis, aplicando a metodologia exposta no subcapítulo 3.2.2.2, os resultados decorrentes da aplicação dos modelos analíticos simples desenvolvidos por Mehrabi *et al.* [45], considerando a viga superior de rigidez infinita, encontram-se sumariados na Tabela 9.9, sendo o significado das variáveis o indicado nesse referido subcapítulo.

Tabela 9.9 - Interação entre a alvenaria e o pórtico na acepção de Mehrabi *et al.* [45].

DESIGNAÇÃO	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					Observações	
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA		
Geral							
V_{ua}	(kN)	85.4	180.4	203.5	197.5	207.9	
F_f	(kN)	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	
V_w	(kN)	133.5	179.7	181.0	206.9	202.7	Equação 3.17
$V_{ua}/(F_f + V_w)$		0.46	0.78	0.87	0.76	0.82	Equação 3.16
V_{wcr}	(kN)	200.8	288.6	286.6	343.1	333.9	Equação 3.18
V_{crush}	(kN)	150.0	166.5	189.0	198.1	191.3	Equação 3.20
Mecanismos de rotura							
V_{u1}	(kN)	125.0	158.3	143.7	165.0	165.2	Equação 3.22
V_{u2}	(kN)	84.4	110.8	99.3	116.1	116.3	Equação 3.25
V_{u3}	(kN)	141.0	159.3	177.3	198.9	172.1	Equação 3.34
V_{u4}	(kN)	126.5	133.8	159.9	175.5	144.9	Equação 3.36
V_{u5}	(kN)	71.8	105.1	90.5	111.8	112.0	Equação 3.37
Mecanismo		D1; V_{u5}	D1; V_{u5}	D1; V_{u5}	D1; V_{u5}	D1; V_{u5}	§3.2.2.2
Rácio		0.84	0.58	0.44	0.57	0.54	

Mehrabi *et al.* [45] para avaliar a interação entre o painel e o pórtico envolvente consideraram dois mecanismos: um mecanismo dominado pela flexão desenvolvido pelo pórtico, F_f , e outro desenvolvido pelo escorregamento (corte) do painel, V_w . O rácio estabelecido entre a resistência lateral, V_{ua} , desenvolvida pelo sistema estrutural e as resistências desenvolvidas por cada um destes mecanismos dará a informação necessária para a natureza da interação entre o painel e o pórtico. Segundo Mehrabi *et al.* [45], quando o referido rácio é inferior à unidade, o sistema estrutural é constituído por um pórtico fraco e por um painel forte, constatando-se tal situação pela análise da Tabela 9.9, no conjunto dos diversos sistemas estruturais ensaiados. Pela observação da mesma tabela, verifica-se que a carga lateral que origina a primeira fenda diagonal ou de deslizamento nos panos de alvenaria de preenchimento, V_{wcr} , resultante da aplicação do critério de Mohr-Coulomb com a consideração das cargas verticais aplicadas não é atingida, assim como, a força de compressão da escora diagonal, V_{crush} . Relativamente aos mecanismos de rotura desenvolvidos, após a realização dos cálculos de V_{u1} , V_{u2} , V_{u3} , V_{u4} e V_{u5} , verifica-se que é o mecanismo de rotura D1, ao qual corresponde a resistência lateral V_{u5} , aquele que descreve o modo rotura de todos os painéis

ensaiados. Verifica-se no entanto, que as cargas laterais correspondentes, à excepção do encontrado para o painel de referência, Wall_REF_01, são cerca de 50% dos valores obtidos experimentalmente, assim como, os tipos de rotura encontrados nos ensaios experimentais e descritos na Tabela 7.11 e na Tabela 7.12 não serem coincidentes, mesmo equacionando a proximidade de valores deste mecanismo com os do mecanismo referente à resistência lateral V_{u2} .

Considerando que o cálculo da resistência lateral máxima a partir dos cinco mecanismos formulados por Mehrabi *et al.* [45] não conseguiu descrever o verificado experimentalmente, propõe-se uma reformulação das expressões analíticas desses mesmos mecanismos, impondo-lhes a consideração de um acréscimo de carga vertical, ΔP , função da consideração da deformabilidade da viga superior. A consideração deste acréscimo de carga vertical poderá ser determinado a partir da Lei de Hooke, experimentalmente pela Equação 9.12 ou numericamente pela Equação 9.13.

$$\Delta P = \frac{lt_w\delta_v}{h} E_{mw} \quad \text{Equação 9.12}$$

$$\Delta P = \theta^2 lt_w E_{mw} \quad \text{Equação 9.13}$$

Tendo as variáveis o seguinte significado:

- l Comprimento interior do painel (mm);
- t_w Espessura do painel (mm);
- δ_v Deslocamento vertical (mm);
- h Altura interior do painel (mm);
- E_{mw} Módulo de elasticidade da alvenaria (N/mm^2);
- θ Ângulo do *drift* (rad).

O acréscimo de carga vertical influencia três dos cinco mecanismos de rotura propostos por Mehrabi *et al.* [45], isto é, aqueles cujas forças laterais dependem da resistência última ao corte do painel fendilhado, V_{wr} , como é o caso dos correspondentes às resistências laterais V_{u1} e V_{u5} , e do mecanismo de rotura dependente da resistência última ao corte ao longo da fendilhação horizontal do painel, V'_{wr} , referente à resistência lateral V_{u2} . Assim sendo, é proposta uma reformulação das expressões apresentadas por Mehrabi *et al.* [45] relativas à resistência última ao corte, onde é incorporada uma nova parcela referente ao acréscimo de carga vertical devido à deformabilidade da viga superior do pórtico, patenteadas nas expressões seguintes (Equação 3.21 e Equação 9.15), cujas variáveis estão descritas no subcapítulo 3.2.2.2.

$$V_{wr} = \frac{\frac{\mu_r P}{A_w + 2A_{ceq}} + \frac{\mu_r \Delta P}{A_w}}{1 - \frac{\mu_r h}{L}} A_w \quad \text{Equação 9.14}$$

$$V'_{wr} = \frac{\frac{\mu_r P}{A_w + 2A_{ceq}} + \frac{\mu_r \Delta P}{A_w}}{1 - \frac{\mu_r h}{2L}} A_w \quad \text{Equação 9.15}$$

Com a reformulação da Equação 3.22, Equação 3.25 e Equação 3.37, referentes aos mecanismos de rotura que impõem, respectivamente, as cargas laterais V_{u1} , V_{u2} e V_{u5} , é possível calcular novos valores para estas grandezas, cujos resultados são apresentados na Tabela 9.10.

A consideração da deformabilidade da viga superior, à excepção do painel de referência, Wall_REF_01, onde o mecanismo de rotura não sofreu alteração, resultou para as restantes soluções construtivas na mudança do tipo do mecanismo de rotura que passou a ser dominado pelo referente à carga lateral V_{u4} onde o mecanismo de rotura é do tipo E3. Comparando estes resultados com os tipos de rotura encontrados nos ensaios experimentais descritos na Tabela 7.11 e na Tabela 7.12, verifica-se que a generalidade das soluções construtivas ensaiadas parece ter o tipo de rotura explicado pelas expressões analíticas reformuladas, apresentando uma melhoria no rácio entre a carga lateral do mecanismo e a carga máxima experimental, que passou de cerca de 0.5 na formulação de Mehrabi *et al.* [45] para cerca de 0.8 na actual formulação. Exceptuam-se dois casos deste grupo, embora patenteando óptimos valores para o referido rácio: a solução construtiva de referência, Wall_REF_01, onde se continua a verificar uma rotura tipo D1, embora experimentalmente seja dominado por uma rotura do tipo E3; e as soluções de parede dupla, que apesar de na formulação analítica apresentarem uma rotura do tipo E3, experimentalmente exibiram no pano exterior uma rotura do tipo C1 e no pano interior uma rotura do tipo E3, circunstância esta, que terá explicação no facto da formulação analítica ter sido desenvolvida para um pano equivalente representativo dos dois panos ensaiados.

Tabela 9.10 - Interação entre a alvenaria e o pórtico considerando a deformabilidade da viga superior.

DESIGNAÇÃO	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					Observações	
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA		
Geral							
V_{ua}	(kN)	85.4	180.4	203.5	197.5	207.9	
F_f	(kN)	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	
V_w	(kN)	133.5	179.7	181.0	206.9	202.7	Equação 3.17
$V_{ua}/(F_f + V_w)$		0.46	0.78	0.87	0.76	0.82	Equação 3.16
V_{wcr}	(kN)	200.8	288.6	286.6	343.1	333.9	Equação 3.18
V_{crush}	(kN)	150.0	166.5	189.0	198.1	191.3	Equação 3.20
Mecanismos de rotura							
V_{u1}	(kN)	141.2	247.6	221.1	244.8	264.1	Equação 3.22
V_{u2}	(kN)	97.3	181.5	160.5	179.3	194.6	Equação 3.25
V_{u3}	(kN)	141.0	159.3	177.3	198.9	172.1	Equação 3.34
V_{u4}	(kN)	126.5	133.8	159.9	175.5	144.9	Equação 3.36
V_{u5}	(kN)	88.0	194.4	167.9	191.6	210.9	Equação 3.37
Mecanismo		D1; V_{u5}	E3; V_{u4}	E3; V_{u4}	E3; V_{u4}	E3; V_{u4}	§3.2.2.2
Rácio		1.03	0.74	0.79	0.89	0.70	

Para finalizar este subcapítulo dedicado à análise comparativa das diversas propostas analíticas relativas à avaliação do comportamento dos painéis será agora abordada a formulação do FEMA 306 [74] que foi alvo de exposição no subcapítulo 3.5.5, a qual é sumarizada na Tabela 9.11. Pela análise da referida tabela é possível evidenciar que a proposta do FEMA 306 [74] para o contributo inicial do pano de alvenaria, V_{mi} , na resistência global do sistema estrutural é muito próxima dos resultados obtidos experimentalmente, exceptuando contudo o verificado na parede de referência, Wall_REF_01, onde os valores determinados pelas duas metodologias apresentaram um grande desencontro. Este resultado poderá estar ligado a um comportamento para este painel não consentâneo com o processo de

determinação do contributo experimental do pano de alvenaria face à capacidade global do painel, cujo cálculo se reduziu à subtracção da capacidade resistente do pórtico à capacidade global do sistema estrutural.

Refira-se no entanto, que na acepção FEMA 306 [74] o contributo inicial do pano de alvenaria, V_{mi} , ocorre na primeira metade do ensaio, pelo que foi comparado com os valores experimentais da força máxima obtida nos diferentes ensaios. Por outro lado, não foi possível avaliar experimentalmente o contributo final do pano de alvenaria, V_{mf} , na resistência global do sistema estrutural, uma vez que o objectivo dos ensaios no plano residiam na introdução de dano prévio nos painéis para, posteriormente, serem ensaiados para fora do plano, não tendo sido, por esta razão, levados à rotura. Contudo, na determinação da resistência final ao corte, $V_{Slide\ Final}$, foi considerado o ângulo do *drift*, θ , correspondente a um deslocamento horizontal de 10 mm, o que equivale a um *drift* no final do ensaio de 0.5%.

De acordo com os resultados patenteados na Tabela 9.11, verifica-se que a rotura por compressão diagonal, V_c , nunca é atingida, pois os valores máximos determinados pelo FEMA 306 [74] são muito superiores aos determinados experimental ou numericamente pela Equação 3.86 para o pano de alvenaria. Relativamente à resistência ao corte, verifica-se que a resistência inicial, $V_{Slide\ Inicial}$, e a resistência final, $V_{Slide\ Final}$, não são ultrapassadas em nenhuma das soluções construtivas pelos valores propostos, respectivamente, para o contributo do pano de alvenaria inicial, V_{mi} , e final, V_{mf} . De igual modo, quando se comparam os valores da resistência inicial ao corte, $V_{Slide\ Inicial}$, com os valores experimentais da contribuição do pano da alvenaria, à excepção da solução construtiva de referência, Wall_REF_01, esses valores não são ultrapassados em nenhuma das restantes soluções construtivas pelos valores experimentais. Por outro lado, no que toca à fendilhação diagonal, V_{cr} , e corroborando o constatado na investigação experimental, verifica-se que o critério de rotura proposto pelo FEMA 306 [74] cuja determinação é efectuada pela Equação 3.87 é ultrapassado na generalidade das soluções construtivas, exceptuando o verificado na solução construtiva de referência, Wall_REF_01, pelas razões entretanto já apontadas.

Tabela 9.11 - Análise dos resultados na acepção do FEMA 306 [74].

DESIGNAÇÃO	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					Observações
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA	
Verificações:						
Corte deslizamento						
$V_{Slide\ Inicial}$ (kN)	133.5	179.7	181.0	206.9	202.7	Equação 3.78
$V_{Slide\ Final}$ (kN)	44.7	90.2	68.7	101.4	99.9	Equação 3.85
Compressão diagonal						
V_c (kN)	177.1	196.5	223.1	233.9	225.8	Equação 3.86
Fendilhação diagonal						
V_{cr} (kN)	101.2	124.3	135.5	150.6	145.0	Equação 3.87
Contributo do painel:						
Experimental (kN)	33.4	128.4	151.5	145.5	155.9	
FEMA 306 [74]						
V_{mi} (kN)	100.2	124.0	138.0	154.8	144.6	Equação 3.90
V_{mf} (kN)	30.1	37.2	41.4	46.4	43.4	Equação 3.91

9.3.1.2 Proposta de correlação numérica

Como foi anteriormente referido, os resultados obtidos pelos modelos analíticos simples da literatura não traduziram o comportamento experimental no plano dos painéis objecto deste

estudo, tendo-se verificado que os mesmos, se revelaram incapazes de responder à variação geométrica. Para procurar obter o diagrama de resposta teórico de resposta da curva de capacidade do painel são apresentadas as seguintes propostas de correlação numérica, com base nos resultados experimentais obtidos e nas modelações efectuadas onde foi considerada a variação de geometria dos painéis, para a determinação da carga última e da rigidez, assim como, nos modelos analíticos simples desenvolvidos por Fajfar e Dolšek [27], uma vez que se verificou ser o único que responde à variação geométrica, apesar de não traduzir correctamente a carga máxima.

Refira-se no entanto, que este estudo só é válido para painéis com uma altura interior de 1.70 m, que corresponde a uma altura de cerca de 2.55 m aplicada ao protótipo, o que deverá, certamente, abarcar a maior parte do universo das paredes de preenchimento construídas em Portugal.

9.3.1.2.1 Carga última

No subcapítulo 3.2.2.3 foi apresentada uma formulação simplificada apresentada por Fajfar e Dolšek [27], onde a partir da Equação 3.42 era possível obter a carga lateral máxima, F_{max} . A expressão apresentada dependia da resistência ao corte obtida a partir de ensaios de compressão diagonal, bem como, do comprimento, da altura e da espessura do painel. Como se constatou anteriormente a referida expressão traduz de forma correcta o comportamento da parede de referência, enquanto nos restantes painéis fica aquém dos resultados obtidos experimentalmente. Pese embora, ter sido usada para a resistência ao corte a formulação proposta pelo FEMA 306 [74] a partir da resistência à compressão da alvenaria na direcção horizontal dada pela Equação 3.88.

Assim sendo, procurou-se numa primeira fase, calibrar uma expressão, referida às dimensões dos painéis ensaiados e, recorrendo aos resultados obtidos experimentalmente, para as diferentes soluções construtivas, baseada na formulação de Fajfar e Dolšek [27], e recorrendo à resistência à compressão da alvenaria, tal como se verifica na grande maioria das formulações, nomeadamente naquelas que o FEMA 306 [74] apresenta. Para este efeito, foram utilizadas as grandezas $Y1$ e $X1$, patenteadas nas expressões seguintes (Equação 9.16 e Equação 9.17), com representação gráfica e expressão matemática apresentadas na Figura 9.17.

$$Y1 = \frac{f_{cmw} l_{ref} t_w}{f_{cmw(Ref_01)}} \quad \text{Equação 9.16}$$

$$X1 = \frac{F_{exp}^i}{F_{(Ref_01)}} \quad \text{Equação 9.17}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- f_{cmw} Resistência à compressão da alvenaria (N/mm);
- l_{ref} Comprimento interior do painel ensaiado (mm);
- δ_v Espessura do painel (mm);
- F_{exp}^i Carga última dos diferentes painéis obtida experimentalmente (N).

As siglas $f_{cmw(Ref_01)}$ e $F_{(Ref_01)}$ representam, respectivamente, a resistência à compressão da alvenaria usada na solução construtiva de referência, cujo valor é de $1.26 N/mm^2$ e a força

máxima obtida experimentalmente para o painel de referência, Wall_REF_01, cujo resultado obtido foi de 86.5 kN.

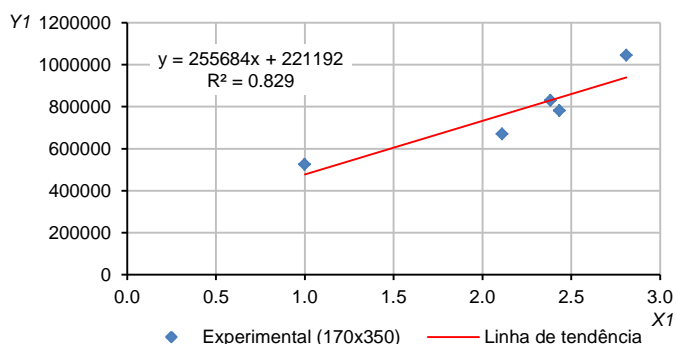


Figura 9.17 - Relação entre as grandezas Y1 e X1.

Para as condições desta correlação, substituindo as diferentes variáveis na função apresentada na Figura 9.17 resulta para a carga máxima, F'_{max} , a seguinte expressão:

$$F'_{max} = \frac{f_{cm} w l_{ref} t_w}{3772} - 86.5 \quad (kN) \quad \text{Equação 9.18}$$

Na Tabela 9.12 são apresentados os valores da carga máxima obtidos a partir da correlação encontrada *versus* os valores dos ensaios experimentais. Pode constatar-se que os valores determinados pela Equação 9.18 são muito próximos dos valores experimentais, exceptuando-se os encontrados para as soluções Wall_REF_02 e Wall_RAR, o que vem em linha com as justificações apresentadas no capítulo 7, acerca do comportamento não esperado destas soluções construtivas.

Tabela 9.12 - Resumo comparativo relativo à carga máxima entre os valores experimentais e a correlação numérica.

CARGA ÚLTIMA	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA	Observações
Experimental (kN)	85.4	180.4	203.5	197.5	207.9	
F'_{max} (kN)	88.9	137.3	190.8	262.2	174.6	Equação 9.18
Diferença experimental	4%	24%	6%	33%	16%	

Com a expressão da carga máxima calibrada nas condições dos ensaios experimentais, importa encontrar uma correlação numérica que possa responder satisfatoriamente à variação de geometria de painel, mantendo a altura do mesmo fixa em 1.70 m. Assim, com base nos resultados obtidos para as diferentes modelações efectuadas para cada uma das soluções de paredes de preenchimento e variação geométrica do painel, foram definidas duas grandezas Y2 e X2, patenteadas nas expressões seguintes (Equação 9.19 e Equação 9.20), com representação gráfica, incluindo a distribuição pelas diferentes soluções construtivas e expressão matemática apresentadas na Figura 9.18.

$$Y2 = \frac{F'_{FEM}}{F'_{max}} \quad \text{Equação 9.19}$$

$$X2 = \frac{h}{l} \quad \text{Equação 9.20}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- F_{FEM}^i Carga máxima obtida para o painel na modelação (ver Tabela 9.2) (kN);
- F_{max}^i Carga máxima obtida para o painel pela Equação 9.18 (kN);
- h Altura interior do painel (mm);
- l Comprimento interior do painel (mm).

Da correlação encontrada, cuja expressão está patenteada na Figura 9.18, resulta:

$$\frac{F_{max}}{F_{max}^i} = 0.5683 \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.867} \quad \text{Equação 9.21}$$

Substituindo a Equação 9.18 na Equação 9.21 resulta a expressão seguinte:

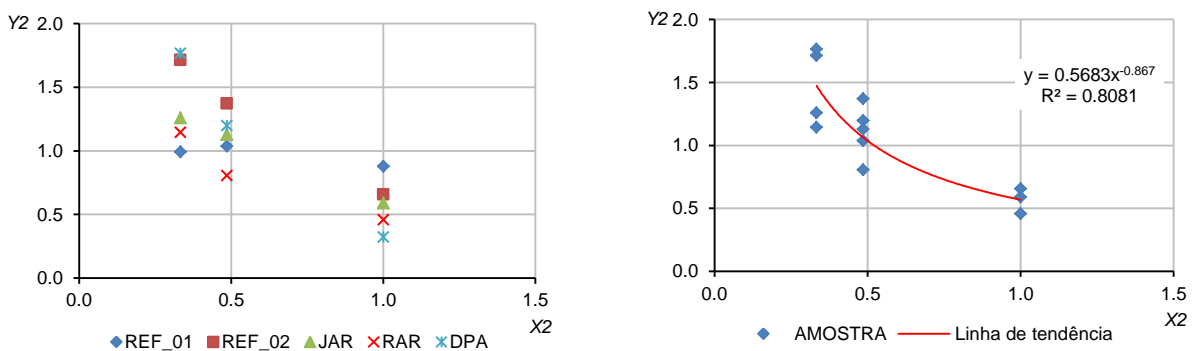
$$F_{max} = \frac{f_{cmw} l_{ref} t_w}{6637} \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.867} - 49 \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.867} \quad (kN) \quad \text{Equação 9.22}$$

O valor de l_{ref} está relacionado com o rácio entre a altura e o comprimento do painel pela expressão seguinte:

$$l_{ref} = 2.0588l \left(\frac{h}{l}\right) \quad \text{Equação 9.23}$$

Substituindo a Equação 9.23 na Equação 3.63 é obtida a Equação 9.24, que resulta da correlação entre os resultados obtidos pela modelação numérica das diferentes soluções construtivas com a variação do comprimento do painel, sendo possível a partir da referida equação determinar de uma forma aproximada o valor da carga máxima de um painel, F_{max} , quando solicitado a uma acção lateral no seu plano, dentro dos condicionalismos atrás expostos. As diferentes variáveis têm o significado e as unidades anteriormente já indicadas.

$$F_{max} = \frac{f_{cmw} l t_w}{3226} \left(\frac{h}{l}\right)^{0.133} - 49 \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.867} \quad (kN) \quad \text{Equação 9.24}$$



a) Distribuição da amostra pelas soluções construtivas.

b) Totalidade da amostra.

Figura 9.18 - Relação entre as grandezas Y2 e X2.

Usando as diferentes metodologias para a determinação dos resultados: ensaios experimentais; modelação; e correlação numérica, na Tabela 9.13 é apresentada, para a carga máxima, F_{max} , um resumo comparativo acerca dos resultados obtidos referentes a cada uma das soluções construtivas com a consideração das diferentes variações geométricas dos

painéis, assim como, são apresentadas as diferenças percentuais encontradas. Da análise da referida tabela, verifica-se que os valores obtidos pela correlação numérica são semelhantes aos determinados recorrendo à modelação por elementos finitos, assim como, na configuração geométrica de $1.70 \times 3.50 \text{ m}^2$ se aproximam aos resultados experimentais. Constitui excepção ao referido, a solução construtiva Wall_DPA na configuração geométrica de $1.70 \times 1.70 \text{ m}^2$, cuja diferença encontrada entre a modelação por elementos finitos e a correlação numérica foi de 77%. A diferença encontrada residirá sobretudo com o valor inexplicável obtido na modelação de elementos finitos, o qual foi aludido no subcapítulo 9.2.2.3.

Tabela 9.13 - Resumo comparativo da carga máxima da modelação com a correlação numérica.

CARGA ÚLTIMA		SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					Observações
		Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA	
Painel 170x170							
FEM	(kN)	78.0	90.0	112.0	120.0	56.0	
F_{max}	(kN)	50.6	78.1	108.5	149.2	99.3	Equação 9.24
Diferença FEM		35%	13%	3%	-24%	-77%	
Painel 170x350							
FEM	(kN)	92.0	188.0	215.0	211.0	209.0	
F_{max}	(kN)	94.6	146.1	202.8	279.1	185.7	Equação 9.24
Diferença FEM		-3%	22%	6%	-32%	11%	
Painel 170x350							
Experimental	(kN)	85.4	180.4	203.5	197.5	207.9	
F_{max}	(kN)	94.6	146.1	202.8	279.1	185.7	Equação 9.24
Diferença experimental		-11%	19%	0%	-41%	11%	
Painel 170x510							
FEM	(kN)	88.0	235.0	240.0	300.0	308.0	
F_{max}	(kN)	131.2	202.5	281.1	386.9	257.4	Equação 9.24
Diferença FEM		-49%	14%	-17%	-29%	16%	

9.3.1.2.2 Rigidez

No subcapítulo 3.2.2.3 foi apresentada uma formulação simplificada apresentada por Fajfar e Dolšek [27], onde a partir da Equação 3.41 era possível obter a rigidez inicial de um painel, sendo a largura da escora diagonal equivalente determinada pela Equação 3.39 e o parâmetro adimensional λ pela Equação 3.40. A expressão apresentada dependia da altura, do comprimento, da espessura e do módulo de elasticidade da alvenaria da parede de preenchimento, assim como, da inércia dos pilares e do módulo de elasticidade do betão da estrutura envolvente. Como se constatou anteriormente, a referida expressão subavaliou os valores da rigidez obtidos por via experimental. Contudo, dentro das diferentes formulações apresentadas, foi a que melhor respondeu à variação geométrica dos painéis, pelo que será com base nesta que será desenvolvida a proposta de correlação numérica.

Tal como foi realizado para a carga máxima, procurou-se numa primeira fase, calibrar uma expressão, referida às dimensões dos painéis ensaiados e recorrendo aos resultados obtidos experimentalmente para as diferentes soluções construtivas, baseada nas variáveis da formulação de Fajfar e Dolšek [27]. Assim, relacionaram-se as grandezas Y_3 e X_3 , patenteadas nas expressões seguintes (Equação 9.25 e Equação 9.26), que representam, respectivamente, o rácio da rigidez inicial obtida pelas expressões de Fajfar e Dolšek [27] pela largura da escora diagonal do painel com a solução construtiva de referência e o rácio da rigidez experimental entre as diferentes soluções de parede com a parede de referência. A representação gráfica destas grandezas e sua expressão matemática são apresentadas na Figura 9.19, referindo-se

que foram retiradas as paredes Wall_REF_02 e Wall_RAR, pelas razões já apontadas anteriormente.

$$Y3 = \frac{a_w E_{mw} t_w \cos^2 \theta}{\sqrt{H^2 + L^2} a_w(Ref_{01})} \quad \text{Equação 9.25}$$

$$X3 = \frac{K_{exp}^i}{K(Ref_{01})} \quad \text{Equação 9.26}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- a_w Largura da escora diagonal (mm);
- E_{mw} Módulo de elasticidade da alvenaria (N/mm^2);
- t_w Espessura do painel (mm);
- θ Ângulo da diagonal relativamente ao eixo horizontal (rad);
- H Altura do pilar entre os eixos das vigas (mm);
- L Comprimento da viga entre os eixos dos pilares (mm);
- K_{exp}^i Rigidez dos diferentes painéis obtida experimentalmente (N/mm).

As siglas $K(Ref_{01})$ e $a_w(Ref_{01})$ referem-se ao painel de referência, Wall_REF_01, e representam respectivamente, a rigidez obtida experimentalmente, valendo $70136 N/m$, e a largura da escora diagonal equivalente determinada pelas expressões de Fajfar e Dolšek [27], com o valor de $378 mm$ e cuja formulação se representa seguidamente.

$$a_w = 0.175(\lambda H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad (mm) \quad \text{Equação 9.27}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{mw} t_w \sin(2\theta)}{4E_{mf} I_c h}} \quad \text{Equação 9.28}$$

Sendo o significado das variáveis o seguinte:

- E_{mf} Módulo de elasticidade do betão (N/mm^2);
- I_c Momento de inércia da secção não fendilhada do pilar (mm^4).

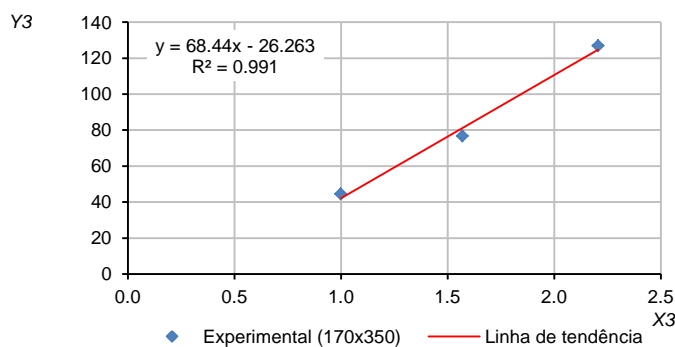


Figura 9.19 - Relação entre as grandezas Y3 e X3.

Para as condições desta correlação, substituindo as diferentes variáveis na expressão apresentada na Figura 9.19 resulta para a rigidez inicial, K' :

$$K' = 2.71 \frac{a_w E_{mw} t_w}{\sqrt{H^2 + L^2}} \cos^2 \theta - 26914 \quad (N/m) \quad \text{Equação 9.29}$$

Na Tabela 9.14 são apresentados os valores obtidos para a rigidez inicial recorrendo à correlação encontrada *versus* os valores dos ensaios experimentais. Pode constatar-se que os valores determinados pela Equação 9.29 são muito próximos dos valores experimentais, exceptuando-se os encontrados para as soluções Wall_REF_02 e Wall_RAR, o que vem em linha com as justificações entretanto apresentadas no capítulo 7, acerca do comportamento não esperado destas soluções construtivas.

Tabela 9.14 - Resumo comparativo relativo à rigidez entre os valores experimentais e a correlação numérica.

RIGIDEZ		SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					Observações
		Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA	
Experimental	(N/mm)	70136	235580	110167	80365	154773	
K'	(N/mm)	72591	140131	105515	159553	156980	Equação 9.29
Diferença experimental		-4%	41%	4%	-99%	-1%	

Com a expressão da rigidez calibrada nas condições dos ensaios experimentais, importa encontrar uma correlação numérica que possa responder satisfatoriamente à variação de geometria de painel, mantendo a altura do mesmo fixa em 1.70 m. Assim com base nos resultados obtidos para as diferentes modelações efectuadas para cada uma das soluções de paredes de preenchimento e variação geométrica do painel, foram definidas duas grandezas $Y4$ e $X4$, descritas nas expressões seguintes (Equação 9.30 e Equação 9.31), com representação gráfica, incluindo a distribuição pelas diferentes soluções construtivas, e expressão matemática apresentadas na Figura 9.20.

$$Y4 = \frac{K_{FEM}^i}{K^i} \quad \text{Equação 9.30}$$

$$X4 = \frac{h}{l} \quad \text{Equação 9.31}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

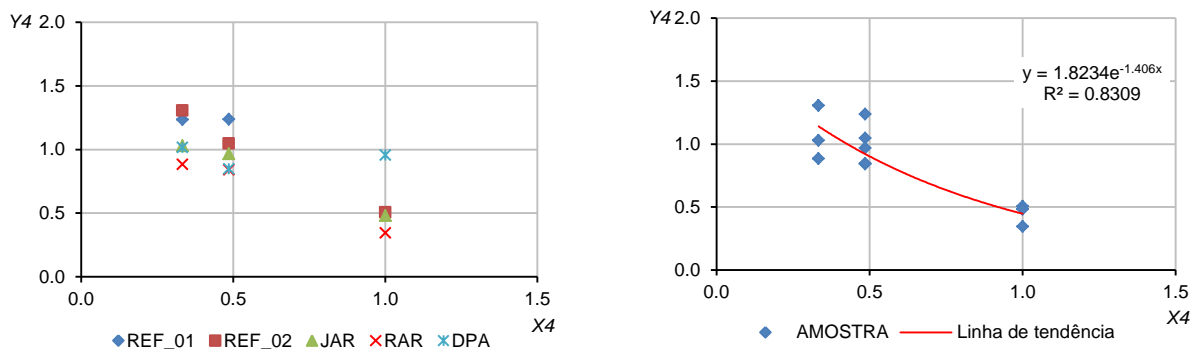
- K_{FEM}^i Rigidez obtida para o painel na modelação (ver Tabela 9.4) (N/m);
- K^i Rigidez obtida para o painel pela Equação 9.29 (kN).

Da correlação encontrada resulta:

$$\frac{K}{K^i} = 1.823e^{-1.406\left(\frac{h}{l}\right)} \quad \text{Equação 9.32}$$

Substituindo a Equação 9.29 na Equação 9.32 é obtida a Equação 9.33 que resulta da correlação entre os resultados obtidos pela modelação numérica das diferentes soluções construtivas com a variação do comprimento do painel, sendo possível a partir da referida equação determinar, de uma forma aproximada, o valor da rigidez inicial de um painel, K , quando solicitado por uma acção lateral no seu plano, dentro dos conditionalismos expostos. As diferentes variáveis têm o significado e as unidades anteriormente já indicadas.

$$K = \left(4.94 \frac{a_w E_m w t_w}{\sqrt{H^2 + L^2}} \cos^2 \theta - 26914 \right) e^{-1.406 \left(\frac{h}{l} \right)} \quad (N/m) \quad \text{Equação 9.33}$$



a) Distribuição da amostra pelas soluções construtivas.

b) Totalidade da amostra.

Figura 9.20 - Relação entre as grandezas Y4 e X4.

Usando as diferentes metodologias para a determinação dos resultados (ensaios experimentais, modelação e correlação numérica), na Tabela 9.15 é apresentado para a rigidez, K , um resumo comparativo acerca dos resultados obtidos referentes a cada uma das soluções construtivas com a consideração das diferentes variações geométricas dos painéis. Da análise da referida tabela, verifica-se que os valores obtidos pela correlação numérica são semelhantes aos determinados recorrendo à modelação por elementos finitos, assim como, na configuração geométrica de $1.70 \times 3.50 \text{ m}^2$ se aproximam aos resultados experimentais. Constitui excepção ao referido, a solução construtiva Wall_RAR na configuração geométrica de $1.70 \times 1.70 \text{ m}^2$, cuja diferença encontrada entre a modelação por elementos finitos e a correlação numérica foi de 103%, devendo-se ao valor inexplicável baixo obtido na modelação de elementos finitos. Também constituiu excepção, a configuração geométrica dos ensaios experimentais, cujas razões se deverão ao comportamento experimental não esperado deste tipo de painéis, como exposto anteriormente.

Tabela 9.15 - Resumo comparativo da rigidez da modelação com a correlação numérica.

RIGIDEZ		SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					Observações
		Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA	
Painel 170x170							
FEM	(N/mm)	35076	45834	34337	35094	95992	
K	(N/mm)	32445	62632	47161	71313	70163	Equação 9.33
Diferença FEM		8%	-37%	-37%	-103%	27%	
Painel 170x350							
FEM	(N/mm)	89860	146466	101955	134044	132819	
K	(N/mm)	66862	129071	97188	146961	144591	Equação 9.33
Diferença FEM		26%	12%	5%	-10%	-9%	
Painel 170x350							
Experimental	(N/mm)	70136	235580	110167	80365	154773	
K	(N/mm)	66862	129071	97188	146961	144591	Equação 9.33
Diferença experimental		5%	45%	12%	-83%	7%	
Painel 170x510							
FEM	(N/mm)	99691	209019	122851	161558	182657	
K	(N/mm)	92083	182828	136319	208923	205466	Equação 9.33
Diferença FEM		8%	13%	-11%	-29%	-12%	

9.3.1.2.3 Diagrama teórico de resposta da curva de capacidade do painel

Para os painéis em estudo foi possível estabelecer uma amostra experimental e numérica de resultados, que possibilitaram a apresentação de expressões, que nas condições de geometria impostas neste trabalho, permitiram calcular de forma aproximada, a carga máxima e a rigidez inicial de um painel. Com estas duas grandezas determinadas é possível, com base na consideração teórica apresentada no subcapítulo 7.5.1, fundamentada no trabalho desenvolvido por Mehrabi *et al.* [45] determinar o diagrama teórico de resposta da curva de capacidade do painel, assim como, determinar a ductilidade e a energia máxima dissipada, usando para o efeito a Equação 7.2 e a Equação 7.3.

Do resultado dos ensaios no plano foi possível concluir no capítulo 7, que fundamentalmente é o reboco o que condiciona o comportamento do painel no plano, sendo deste modo, viável agrupar os painéis em dois grandes grupos: o de referência, constituído pela alvenaria não rebocada, representado pela solução construtiva Wall_REF_01; e os restantes, constituídos pelas soluções de alvenaria rebocada. Com esta concepção de divisão dos painéis, a partir dos resultados experimentais, foi possível construir a Tabela 7.14, onde foram apresentadas as diferentes resistências máximas obtidas para cada um dos grupos ensaiados no plano, assim como, algumas das propriedades que permitem definir o comportamento dos painéis, nomeadamente: a rigidez secante, a ductilidade e a energia dissipada.

Usando os conceitos teóricos formulados por Mehrabi *et al.* [45], mas recorrendo à Equação 9.24 e a Equação 9.33, respectivamente, para determinar a carga máxima e a rigidez inicial foi possível construir a Tabela 9.16. É de salientar que o deslocamento Δ_{80} , que é definido pela intercepção do diagrama teórico com a curva experimental, foi imposto com base nas recomendações do FEMA 306 [74], que propõe um *drift* de 0.5%. Contudo, constatou-se que, nos painéis constituídos por alvenaria rebocada, o valor de *drift* que aproximava os resultados experimentais aos numéricos, em termos de ductilidade e de energia dissipada, deveria aproximar-se a metade do valor proposto pelo FEMA 306 [74]. Tal como no caso anterior, os indicadores estatísticos apresentados na presente tabela, o desvio padrão e o coeficiente de variação da amostra, indiciam um comportamento similar para os painéis rebocados.

Tabela 9.16 - Parâmetros definidores das curvas de capacidade propostas.

DESIGNAÇÃO DO PAINEL	Força máxima $F_{m\acute{a}x}$ (kN)	DIAGRAMA TEÓRICO				80% RESISTÊNCIA MÁXIMA			
		Força F_y (kN)	Rigidez K (kN/m)	Desloc. Δ_y (mm)	Drift (%)	Desloc. Δ_{80} (mm)	Drift (%)	Ductilidade μ_{80}	Energia U (kN.m)
Wall_REF_01	94.6	75.7	66862	1.42	0.07	10.00	0.50	7.07	0.650
RESTANTES PAINÉIS									
Wall_REF_02	146.1	116.9	129071	1.13	0.06	5.00	0.25	4.42	0.452
Wall_JAR	202.8	162.3	97188	2.09	0.10	5.00	0.25	2.40	0.473
Wall_RAR	279.1	223.3	146961	1.90	0.09	5.00	0.25	2.63	0.692
Wall_DPA	185.7	148.6	144591	1.28	0.06	5.00	0.25	3.89	0.552
Média	203.4	162.8	129453	1.60	0.08	5.00	0.25	3.33	0.542
Desvio padrão	55.8	44.6	22926	0.46	0.02			0.98	0.109
Coef. de variação	27.4%	27.4%	17.7%	29.0%	29.0%			29.3%	20.1%

Na Tabela 9.17 são compilados os resultados experimentais e numéricos do painel Wall_REF_01, assim como, os valores médios dos restantes painéis. A referida tabela serviu de base à construção dos diagramas apresentados na Figura 9.21, sendo possível evidenciar, para cada um dos grupos definidos (sem e com reboco), a proximidade dos diagramas teóricos

de resposta das curvas de capacidade dos painéis quando solicitados horizontalmente no seu plano.

Tabela 9.17 - Análise comparativa entre os parâmetros definidores das curvas de capacidade.

DESIGNAÇÃO DO PAINEL	Força máxima $r_{m\acute{a}x}$ (<i>kN</i>)	DIAGRAMA TEÓRICO				80% RESISTÊNCIA MÁXIMA			
		Força r_y (<i>kN</i>)	Rigidez K (<i>kN/m</i>)	Desloc. Δ_y (<i>mm</i>)	Drift (%)	Desloc. Δ_{80} (<i>mm</i>)	Drift (%)	Ductilidade μ_{80}	Energia U (<i>kN.m</i>)
Wall_REF_01									
Experimental	85.4	68.3	70136	1.01	0.05	13.50	0.68	13.82	0.868
Proposta	94.6	75.7	66862	1.42	0.07	10.00	0.50	7.07	0.650
RESTANTES PAINÉIS									
Experimental	197.4	157.9	142846	1.40	0.07	6.93	0.35	5.80	0.878
Proposta	203.4	162.8	129453	1.60	0.08	5.00	0.25	3.33	0.542

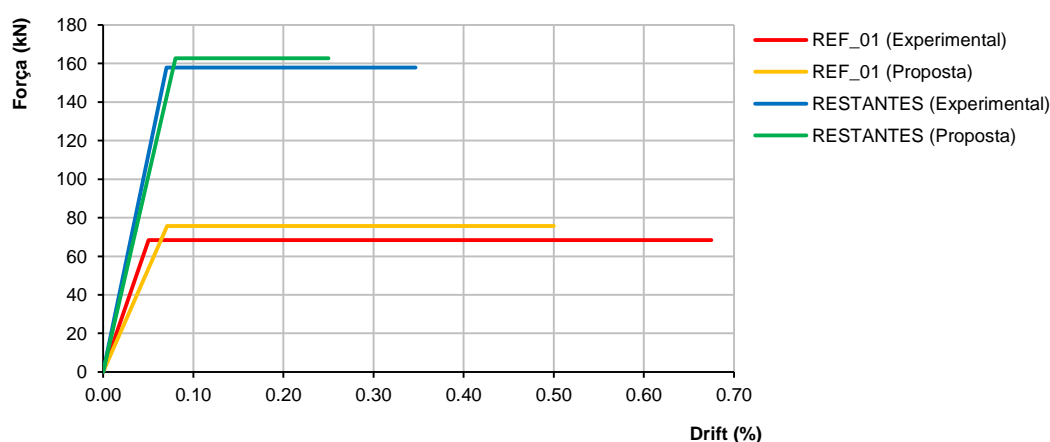


Figura 9.21 - Comparação entre os diagramas teóricos de resposta experimentais e da proposta.

9.3.1.3 Influência do preenchimento do painel na normalização

No subcapítulo anterior foram encontrados dois grandes grupos de soluções construtivas, bem como, foram definidos os diagramas teóricos de resposta das respectivas curvas de capacidade, pelo que importa nesta fase do trabalho tecer algumas comparações entre as aceções do EC8 [2] e do FEMA 306 [74], sendo importante esclarecer que no entendimento do EC8 [2] o deslocamento máximo ou *drift* é referido a uma estrutura não preenchida, enquanto na aceção do FEMA 306 [74] o *drift* máximo refere-se ao conjunto estrutural, isto é, ao pano de alvenaria de preenchimento e ao pórtico envolvente.

O EC8 [2] nas estruturas dos edifícios de betão armado impõe um conjunto de condições, apresentadas no subcapítulo 2.5.11.2, para que o requisito de limitação de danos seja respeitado. No caso das paredes de preenchimento, as estruturas deverão respeitar a Equação 2.44, o que aplicado ao caso de estudo desta investigação, imporá ao pórtico não preenchido um deslocamento não superior a 30 *mm* ao qual corresponderá um *drift* de 1.5%. A força horizontal correspondente a esse deslocamento é de 36 *kN*. No subcapítulo 9.2.2.3 foi visto que a solução Wall_REF_01 face ao pórtico não preenchido apresentou uma rigidez cerca de

50 vezes superior a este valor e as restantes soluções cerca de 100 vezes superior a este valor.

A força, F , está relacionada com o deslocamento, d , pela Equação 9.34, onde K é a rigidez.

$$F = Kd \quad \text{Equação 9.34}$$

Uma vez que são conhecidos os rácios entre o pórtico preenchido e não preenchido relativamente à rigidez e às forças máximas envolvidas, assim como, o deslocamento máximo permitido pelo EC8 [2], podemos fazer o rácio das grandezas envolvidas na equação anterior e referindo-as a *drifts*, o *drift* do pórtico preenchido, δ_p , pode ser determinado pela expressão:

$$\delta_p = \frac{F_p}{F_{np}R} \delta_{np} \quad \text{Equação 9.35}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- δ_{np} *Drift* do pórtico não preenchido;
- F_p Força máxima do pórtico preenchido (ver Tabela 9.17);
- F_{np} Força máxima do pórtico não preenchido;
- R Rácio entre a rigidez do pórtico preenchido e não preenchido.

Impondo as condições do EC8 [2] ao pórtico não preenchido, da Equação 9.35 resultam para os pórticos preenchidos na solução construtiva de referência, Wall_REF_01, e nas restantes soluções construtivas, respectivamente, os *drifts* de 0.06% e 0.07%. Pela consulta dos diagramas teóricos de resposta das curvas de capacidade dos painéis correspondentes da Figura 9.21, verifica-se que estes valores de *drift* estão situados na zona elástica dos referidos diagramas. O FEMA 306 [74] impõe para “*Immediate occupancy*” um *drift* de 0.1%, já situado na fase de patamar dos referidos diagramas. Assim sendo, o EC8 [2] apresenta-se como uma norma mais conservadora face ao preconizado pelo FEMA 306 [74].

9.3.2 Comportamento para fora do plano

O comportamento para fora do plano, recorrendo a modelos analíticos simples, passará por uma análise preliminar comparativa de diversas propostas numéricas, recorrendo para o efeito, aos estudos de Dawe e Seah [58], Flanagan e Bennett [64] e Angel *et al.* [63, 68], assim como, pela metodologia proposta pelo EC6 [1]. Com base numa análise estatística de resultados e no trabalho de Angel *et al.* [63, 68] é também apresentada uma proposta de expressão para a determinação da carga máxima.

As propriedades da alvenaria são as estabelecidas na Tabela 9.18, sendo f_{cmw} a resistência média à compressão na direcção normal, f_{cm90w} a resistência média à compressão na direcção horizontal, E_{mw} o módulo de elasticidade médio, f_{x1} a resistência média à flexão na direcção paralela às juntas de assentamento e f_{x2} a resistência média à flexão na direcção perpendicular às juntas de assentamento. Os valores apresentados resultam dos ensaios experimentais realizados sobre os materiais constituintes da alvenaria, que foram apresentados no capítulo 6.

Tabela 9.18 - Resumo das principais propriedades das soluções construtivas.

DESIGNAÇÃO DO PAINEL	PROPRIEDADES DA ALVENARIA					
	f_{cmw} (N/mm ²)	f_{cm90w} (N/mm ²)	E_{mw} (N/mm ²)	f_{x1} (N/mm ²)	f_{x2} (N/mm ²)	$\mu = \frac{f_{x1}}{f_{x2}}$
Wall_REF_01	1.26	3.47	1577	0.145	0.505	0.287
Wall_REF_02	1.34	3.55	3603	0.372	0.559	0.665
Wall_JAR	1.66	3.87	2402	0.405	1.109	0.365
Wall_RAR	2.09	4.30	4296	0.494	1.382	0.357
Wall_DPA_01	1.30	3.55	2590	0.259	0.532	0.486
Wall_DPA_02	1.30	3.55	2590	0.259	0.532	0.486

9.3.2.1 Análise comparativa de diversas propostas analíticas

A carga máxima de um painel é a grandeza mais relevante que importa conhecer para avaliar o comportamento de um painel quando solicitado para fora do plano. Após a aplicação do dano prévio no plano, reveste-se de grande importância realizar uma análise comparativa das diversas propostas analíticas, incidindo sobre as diferentes soluções construtivas na geometria dos painéis usados nos ensaios experimentais, isto é, 1.70x3.50 m², para compreender o impacto destas soluções e geometrias nas formulações existentes. Neste sentido, com base nas expressões apresentadas no subcapítulo 3.3.1.4 referentes ao trabalho de investigação desenvolvido por Dawe e Seah [58], no subcapítulo 3.3.2.2 relativas a Angel *et al.* [63, 68] e no subcapítulo 3.3.2.3 referentes às formulações efectuadas por Flanagan e Bennett [64], foram efectuados os cálculos necessários usando as propriedades dos materiais anteriormente resumidas e a geometria do pano de alvenaria e do pórtico envolvente da solução geométrica experimental. Os resultados obtidos, assim como, os resultados experimentais e os resultados da modelação por elementos finitos, são sumariados na Tabela 9.19.

Tabela 9.19 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima pelas diferentes formulações.

DESIGNAÇÃO	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Experimental						
Carga máxima (kN)	12.3	41.6	50.4	49.3	10.9	25.6
Carga distribuída (kPa)	4.6	15.5	18.8	18.4	4.1	9.6
Deslocamento (mm)	45.20	44.94	37.59	27.89	50.00	43.04
FEM						
Carga distribuída (kPa)	4.4	14.2	17.0	21.2	4.3	9.2
Diferença experimental	4%	9%	9%	-15%	-7%	3%
Dawe e Seah [58]						
Carga distribuída (kPa)	6.4	9.6	11.3	13.4	4.5	5.4
Diferença experimental	-39%	38%	40%	27%	-11%	43%
Flanagan e Bennett [64]						
Carga distribuída (kPa)	5.8	8.7	10.2	12.3	4.1	4.9
Diferença experimental	-25%	44%	46%	34%	-1%	49%
Angel et al. [63, 68]						
Sem dano, SD						
Carga distribuída (kPa)	12.6	19.5	24.2	30.5	8.6	16.7
Diferença experimental	-174%	-26%	-29%	-66%	-111%	-73%
Angel et al. [63, 68]						
Com dano moderado, DM						
Carga distribuída (kPa)	11.6	18.5	22.9	28.8	7.7	16.0
Diferença experimental	-152%	-19%	-22%	-57%	-88%	-67%
Angel et al. [63, 68]						
Com dano severo, DS						
Carga distribuída (kPa)	10.7	17.5	21.7	27.3	6.9	15.4
Diferença experimental	-133%	-13%	-15%	-48%	-69%	61%

Convém contudo referir, que os ensaios experimentais e a modelação foram realizados recorrendo a uma carga localizada aplicada em quatro pontos do pano de alvenaria, sendo o afastamento dos pontos nas duas direcções definido de acordo com a Figura 7.13. Os modelos analíticos simples e a formulação do EC6 [1], encontram-se referidos a um carregamento uniformemente distribuído, pelo que houve necessidade de converter a carga concentrada máxima aplicada, F_{max} , referente aos modelos de elementos finitos e aos resultados experimentais numa carga distribuída, w_{max} , usando para tal a Equação 9.11, onde foi considerado o valor de 2.2 para o coeficiente de conversão, C .

Pela análise da referida tabela é importante salientar a grande proximidade de valores entre os resultados experimentais e os resultados obtidos a partir da modelação no ANSYS, devido à metodologia usada. As expressões analíticas desenvolvidas por Dawe e Seah [58] e Flanagan Bennett [64] foram as que apresentaram melhor aproximação face ao ocorrido experimentalmente, embora a desenvolvida por Dawe e Seah [58] não tenha contemplado o dano prévio no plano. À excepção do observado nas soluções Wall_REF_01 e Wall_DPA_01, estas formulações revelam também uma resposta coerente com a variação das soluções construtivas. Por outro lado, o modelo analítico de Angel *et al.* [63, 68] nas diferentes situações de dano produziu valores superiores aos encontrados experimentalmente, sobreavaliando assim a carga máxima do painel. O modelo analítico apresenta uma resposta incoerente face à variação das soluções construtivas. Contudo, responde à variação de dano, que é introduzida por um coeficiente de redução de resistência para fora do plano, R_1 , que pretende entrar em consideração com o dano sofrido no plano, como é possível verificar na Tabela 3.9. Neste caso a diferença entre as cargas máximas para cada situação de dano é pouco significativa devido aos baixos valores de esbelteza dos painéis.

Foi também realizada, para a determinação da carga máxima, uma análise relativa às duas formulações proposta pelo EC6 [1]: o método da parede apoiada ao longo dos bordos; e o método do efeito de arco entre apoios. Estes métodos foram alvo de apresentação no subcapítulo 3.7.5 e os resultados daí decorrentes encontram-se sumariados na Tabela 9.20.

No método da parede apoiada ao longo dos bordos são apresentados os momentos resistentes de cada painel função da sua geometria e resistência à compressão em cada uma das direcções principais, cuja determinação foi efectuada pela Equação 3.125. Para a determinação da carga máxima admissível de cada painel, foram considerados quatro modelos estruturais: laje em consola; laje unidireccional; laje apoiada em três bordos; e laje apoiada em quatro bordos, cuja determinação foi realizada, respectivamente, em função do momento máximo resistente na direcção considerada. Em todos os modelos estruturais os valores obtidos ficaram aquém dos resultados experimentais, apesar do dano introduzido pelo ensaio no plano.

No método do efeito de arco entre apoios, são apresentadas as cargas máximas admissíveis em cada uma das direcções principais, salientando-se a consideração da resistência à compressão correspondente à direcção considerada, pelo facto de a alvenaria ser um material anisotrópico e a limitação da aplicabilidade do método a esbeltezas inferiores a 20. Na direcção vertical, à excepção da solução construtiva de referência, Wall_REF_01, e da solução Wall_DPA_01, constata-se que todas as outras soluções foram subavaliadas. Na direcção horizontal essa subavaliação é generalizada a todas as soluções possíveis de aplicação do método, sendo no entanto, mais acentuada face à direcção vertical. Como já foi referido, convém não esquecer que neste método não foi introduzido qualquer coeficiente para a consideração do dano prévio no plano.

Tabela 9.20 - Resumo dos valores obtidos para a carga máxima a partir da formulação do EC6 [1].

DESIGNAÇÃO	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Experimental						
Carga máxima (<i>kN</i>)	12.3	41.6	50.4	49.3	10.9	25.6
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	4.6	15.5	18.8	18.4	4.1	9.6
Deslocamento (<i>mm</i>)	45.20	44.94	37.59	27.89	50.00	43.04
MÉTODO DA PAREDE APOIADA AO LONGO DOS BORDOS						
Momentos resistentes			Equação 3.125			
M_{Rd1} (<i>kN.m/m</i>)	0.54	2.01	2.19	2.67	0.67	0.81
M_{Rd2} (<i>kN.m/m</i>)	1.89	3.02	5.99	7.46	1.39	1.66
Modelos estruturais						
Laje em consola						
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	0.4	1.4	1.5	1.9	0.5	0.6
Laje unidireccional segundo o menor vão						
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	1.5	5.6	6.1	7.4	1.9	2.2
Laje apoiada em três bordos			Equação 3.121; Equação 3.122			
α_1	0.067	0.052	0.063	0.063	0.056	0.056
α_2	0.233	0.078	0.173	0.176	0.115	0.115
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	0.7	3.2	2.8	3.5	1.0	1.2
Laje apoiada em quatro bordos			Equação 3.121; Equação 3.122			
α_1	0.038	0.024	0.034	0.034	0.029	0.029
α_2	0.132	0.036	0.093	0.095	0.060	0.060
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	1.2	6.8	5.3	6.4	1.9	2.3
MÉTODO DO EFEITO DE ARCO ENTRE APOIOS						
Efeito de arco na direcção vertical			Equação 3.127; Equação 3.128			
Impulso (<i>KN/m</i>)	28.4	36.2	44.8	56.4	24.4	26.7
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	7.1	10.9	13.5	16.9	5.1	6.1
Efeito de arco na direcção horizontal			Equação 3.127; Equação 3.128			
Impulso (<i>KN/m</i>)	78.1 a)	95.9	104.5	116.1	66.6 a)	72.9
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	5.4 a)	8.0	8.7	9.7	3.8 a)	4.6
ACÇÃO CONJUNTA DOS DOIS MÉTODOS (A partir do modelo estrutural observado nos ensaios)						
Tipo de modelo	Consola	Quatro bordos	Quatro bordos	Consola	Consola	Quatro bordos
Carga distribuída (<i>kPa</i>)	0.4 (5.8)	14.8	13.9	11.5	0.5 (4.3)	6.9
Diferença experimental	92% (26%)	5%	26%	38%	89% (-6%)	28%

Nota: a) Não é de considerar pois a esbelteza é superior a 20

Com base nestes resultados será de concluir que existe um processo complexo, onde provavelmente, intervém o efeito de arco associado a esforços de flexão, que controlam a rotura do painel. Apesar de não estar contemplado no EC6 [1], foi considerada a sobreposição de efeitos destes dois métodos, usando os valores do método da parede apoiada ao longo dos bordos referentes ao modelo estrutural encontrado nos ensaios experimentais associados aos resultados do efeito de arco desenvolvido na direcção horizontal. Nesta circunstância os resultados apresentados apresentam-se bastante próximos dos experimentais na generalidade das soluções construtivas, ou mesmo em todas as soluções se forem admitidas esbeltezas superior a 20 na aplicação do método, como pode ser verificado pelos valores apresentado entre parêntesis.

Nesta análise numérica procurou-se também, compreender como respondiam os diferentes modelos analíticos face à variação geométrica dos painéis, quando comparados com os resultados da modelação de elementos finitos. O resumo dos resultados encontra-se sumariado na Tabela 9.21, onde se prescindiu da apresentação da formulação de Dawe e Seah [58] devido à grande semelhança de resultados relativamente ao trabalho desenvolvido

por Flanagan e Bennett [64]. Analisando os dados da referida tabela, pode-se constatar que o modelo analítico desenvolvido por Angel *et al.* [63, 68], em que os resultados apresentados se referem a um dano moderado prévio no plano, não responde à variação do comprimento do painel, mantendo a carga máxima inalterável nas diferentes geometrias para a mesma solução construtiva. Quando comparada esta formulação com a amostra de resultados obtida pelo ANSYS a partir da calibração do painel de 170x350 m^2 face aos resultados experimentais de cada uma das soluções construtivas, verifica-se alguma proximidade de valores da carga máxima para o painel de 170x170 m^2 , mas uma sobreavaliação crescente da mesma com o aumento do comprimento dos painéis nas restantes geometrias. Por outro lado, o modelo analítico de Flanagan e Bennett [64] responde à variação geométrica dos painéis de forma consistente, isto é, existe para cada solução construtiva um decréscimo da carga máxima com o aumento do comprimento dos painéis. Contudo, quando comparado com a modelação de elementos finitos, demonstra alguma ineficácia em responder da mesma forma, à variação das soluções construtivas.

Tabela 9.21 - Resumo da carga máxima obtida pelas diferentes formulações com variação geométrica.

CARGA MÁXIMA	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Painel 170x170						
Flanagan e Bennett [64]	11.6	17.4	20.5	24.4	8.2	9.9
Angel <i>et al.</i> [63, 68]	11.6	18.5	22.9	28.9	7.7	16.0
FEM	5.3	27.1	32.5	40.5	5.8	19.2
Painel 170x350						
Flanagan e Bennett [64]	5.8	8.7	10.2	12.3	4.1	4.9
Angel <i>et al.</i> [63, 68]	11.6	18.5	22.9	28.8	7.7	16.0
FEM	4.4	14.2	17.0	21.2	4.4	9.2
Painel 170x510						
Flanagan e Bennett [64]	4.5	6.7	7.9	9.4	3.2	3.8
Angel <i>et al.</i> [63, 68]	11.6	18.5	22.9	28.8	7.7	16.0
FEM	4.0	11.3	14.4	17.2	4.4	9.5

A mesma análise foi realizada relativamente às duas formulações propostas pelo EC6 [1] no que concerne à sobreposição dos efeitos, do método da parede apoiada ao longo dos bordos associado ao efeito de arco desenvolvido na direcção horizontal, face à modelação realizada pelo ANSYS, sendo o resumo dos resultados apresentado na Tabela 9.22. Por observação da tabela é possível inferir que a metodologia proposta baseada no EC6 [1] responde à variação geométrica dos painéis de forma consistente, isto é, existe para cada solução construtiva um decréscimo da carga máxima com o aumento do comprimento dos painéis. Quando comparada esta metodologia com a modelação de elementos finitos, mas com as ressalvas referentes à ausência do efeito do dano na obtenção da carga máxima, que terão uma maior influência nos painéis mais esbeltos, como são os casos das soluções construtivas Wall_REF_01 e Wall_DPA_01, constata-se que na geometria do painel 170x350 m^2 os resultados são mais próximos. Por outro lado, para a generalidade das soluções, a metodologia baseada no EC6 [1] no painel 170x170 m^2 , apresentou uma sobreavaliação da carga máxima face à modelação de elementos finitos e em sentido oposto, no painel 170x510 m^2 ocorreu uma subavaliação, mesmo admitindo a aplicabilidade do efeito de arco para esbeltezas superiores a 20.

Tabela 9.22 - Resumo da carga máxima obtida pela formulação do EC6 [1] com variação geométrica.

CARGA MÁXIMA	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Painel 170x170						
Parede apoiada	0.4	13.6	12.0	1.9	0.5	4.8
Efeito de arco	19.5	28.8	31.4	34.8	13.9	16.6
Soma dos efeitos	19.9	42.4	43.4	36.7	14.3	21.4
FEM	5.3	27.1	32.5	40.5	5.8	19.2
Painel 170x350						
Parede apoiada	0.4	6.8	5.3	1.9	0.5	2.3
Efeito de arco	5.4 a)	8.0	8.7	9.7	3.8 a)	4.6
Soma dos efeitos	0.4 (5.8)	14.8	14.0	11.6	0.5 (4.3)	6.9
FEM	4.4	14.2	17.0	21.2	4.4	9.2
Painel 170x510						
Parede apoiada	0.4	6.4	4.7	1.9	0.5	2.2
Efeito de arco	2.7 a)	3.9 a)	4.3 a)	4.8 a)	1.9 a)	2.3 a)
Soma dos efeitos	0.4 (3.1)	6.4 (10.3)	4.7 (9.0)	1.9 (6.7)	0.5 (2.4)	2.2 (4.5)
FEM	4.0	11.3	14.4	17.2	4.4	9.5

Nota: a) Não é de considerar pois a esbelteza é superior a 20

9.3.2.2 Proposta de correlação numérica

Como foi anteriormente referido, os resultados obtidos pelos modelos analíticos simples da bibliografia, assim como, a análise efectuada ao abrigo do EC6 [1], não traduziram o comportamento experimental fora do plano dos painéis objecto deste estudo, ou quando tal aconteceu, revelaram-se incapazes de responder à variação geométrica dos mesmos. Para procurar obter a carga lateral máxima suportada pelo painel sujeito a dano prévio no plano é apresentada a seguinte proposta de correlação numérica, com base no modelo analítico desenvolvido por Angel *et al.* [63, 68], nos resultados experimentais obtidos e nas modelações efectuadas onde foi considerada a variação de geometria dos painéis, para a determinação da carga lateral máxima. Tal como indicado na análise efectuada no plano, este estudo, também só é válido para painéis com uma altura interior de 1.70 m, que corresponde a uma altura de cerca de 2.55 m aplicada ao protótipo, o que deverá certamente abarcar uma percentagem elevada do universo das paredes de preenchimento construídas em Portugal.

No subcapítulo 3.3.2.2 foi apresentada a formulação simplificada apresentada por Angel *et al.* [63, 68], onde a partir da Equação 3.49 é possível obter a carga lateral máxima, $w_{m\acute{a}x}$, que se trata de uma pressão uniforme na parede, a qual irá provocar a sua rotura para fora do plano. A expressão apresentada depende da resistência à compressão da alvenaria, bem como, da espessura e da altura do painel. A expressão é afectada por três coeficientes: um parâmetro de esbelteza, λ , o qual depende da esbelteza do painel e é definido na Tabela 3.9; um factor de redução de resistência para fora do plano, R_1 , que pretende entrar em consideração com o dano sofrido no plano, sendo definido na Tabela 3.9, e que é igualmente dependente da esbelteza; e um factor de redução de rigidez, R_2 , representando a redução de resistência para fora do plano devido à flexibilidade do pórtico envolvente, cuja determinação é realizada a partir da Equação 3.50.

Pese embora, este modelo analítico ser adoptado na formulação proposta pelo FEMA 306 [74] para a determinação da carga última do painel quando analisado para fora do plano, como se constatou, o mesmo não traduz de forma correcta o comportamento dos painéis nas diferentes soluções construtivas. As razões para este comportamento podem estar relacionadas com o

tipo de alvenarias usadas em Portugal, assim como, com a introdução no presente estudo do contributo dos rebocos e armaduras para a resistência final das alvenarias face à acção sísmica, sendo certo que esta última constatação estará certamente relacionada com a metodologia usada, que assenta no efeito de arco entre apoios.

Angel *et al.* [63, 68] desenvolveram um modelo analítico apoiado numa campanha de ensaios sobre painéis de alvenaria simples, onde a carga máxima é determinada recorrendo ao efeito de arco entre apoios e, sob o ponto de vista das propriedades mecânicas dos materiais, depende exclusivamente, da resistência à compressão da alvenaria. Na análise efectuada sobre as formulações do EC6 [1] constatou-se que a consideração da sobreposição de efeitos dos dois métodos apresentou alguma razoabilidade, pelo que se pode admitir a existência de esforços de flexão quando se considera o efeito de arco entre apoios. A introdução de rebocos e armaduras na alvenaria impõe certamente um comportamento distinto entre soluções sob o ponto de vista de flexão, que não se regerá por uma relação directamente proporcional à resistência à compressão. Assim, propõe-se um parâmetro de flexão, C_f , obtido de acordo com a Equação 9.36, o qual visa dotar o modelo analítico de sensibilidade à variação das soluções construtivas, isto é, que possa valorizar sob o ponto de vista da flexão, uma determinada solução construtiva, face à solução de alvenaria simples

$$C_f = \frac{f_{x1}^i}{f_{x1(Ref_01)}} \quad \text{Equação 9.36}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- f_{x1}^i Resistência à flexão na direcção paralela às juntas da solução i ;
- $f_{x1(Ref_01)}$ Resistência à flexão na direcção paralela às juntas da solução de referência.

Assim sendo, procurou-se calibrar uma expressão referida às dimensões dos painéis ensaiados e recorrendo aos resultados obtidos experimentalmente para as diferentes soluções construtivas, baseada nas variáveis da formulação de Angel e Abrams [63, 68] e com a introdução do parâmetro de flexão, C_f . Para este efeito, foram relacionadas as grandezas $Y5$ e $X5$, patenteadas nas expressões seguintes (Equação 9.37 e Equação 9.38), com representação gráfica e expressão matemática apresentadas na Figura 9.22.

$$Y5 = C_f \frac{f_{cmw}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \lambda R_1 R_2 \quad \text{Equação 9.37}$$

$$X5 = w_{exp}^i \quad \text{Equação 9.38}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- w_{exp}^i Carga máxima obtida experimentalmente (kPa);
- f_{cmw} Resistência à compressão da alvenaria (kPa);
- h Altura interior do painel (mm);
- t_w Espessura do painel (mm);
- λ Parâmetro de esbelteza, de acordo com a Tabela 3.9;
- R_1 Factor de redução de resistência, de acordo com a Tabela 3.9;
- R_2 Factor de redução de rigidez, obtido pela Equação 3.50;
- C_f Parâmetro de flexão, obtido pela Equação 9.36.

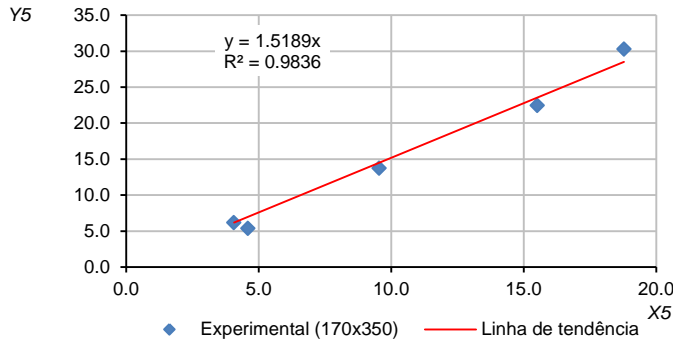


Figura 9.22 - Relação entre as grandezas Y5 e X5.

Para as condições desta primeira fase de correlação, substituindo as diferentes variáveis na função apresentada na Figura 9.22 resulta para a carga máxima, w'_{max} , a seguinte expressão:

$$w'_{max} = 0.658C_f \frac{f_{cmw}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \lambda R_1 R_2 \quad (kPa) \quad \text{Equação 9.39}$$

Na Tabela 9.23 são apresentados os valores da carga máxima obtidos a partir da correlação encontrada *versus* os valores dos ensaios experimentais. Pode constatar-se que os valores determinados pela Equação 9.39 são muito próximos dos valores experimentais, exceptuando-se o verificado para a solução Wall_RAR, o que vem em linha com as justificações apresentadas no capítulo 7, acerca do comportamento não esperado desta solução construtiva.

Tabela 9.23 - Resumo comparativo relativo à carga máxima entre os valores experimentais e a correlação numérica.

CARGA MÁXIMA	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Experimental (kPa)	4.6	15.5	18.8	18.4	4.1	9.6
w'_{max} (kPa)	3.5	14.8	19.9	30.6	4.0	9.0
Diferença experimental	23%	5%	-6%	-66%	1%	5%

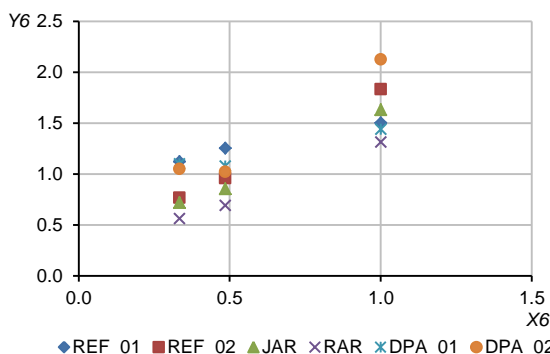
Com a expressão da carga máxima calibrada nas condições dos ensaios experimentais, importa encontrar uma correlação numérica que possa responder satisfatoriamente à variação de geometria de painel, mantendo a altura do mesmo fixa em 1.70 m. Assim com base nos resultados obtidos para as modelações efectuadas para cada uma das soluções de paredes de preenchimento e variação geométrica do painel, foram definidas duas grandezas Y6 e X6, patenteadas nas expressões seguintes (Equação 9.40 e Equação 9.41), com representação gráfica, incluindo a distribuição pelas diferentes soluções construtivas, e expressão matemática apresentadas na Figura 9.23.

$$Y6 = \frac{w_{FEM}^i}{w_{max}^i} \quad \text{Equação 9.40}$$

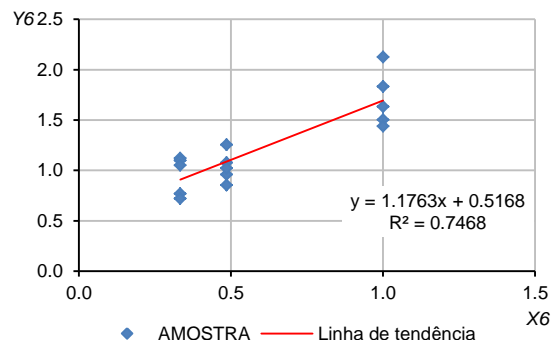
$$X6 = \frac{h}{l} \quad \text{Equação 9.41}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- w_{FEM}^i Carga máxima obtida para o painel na modelação (ver Tabela 9.4) (kN);
- w_{max}^i Carga máxima obtida para o painel pela Equação 9.39 (kN);
- h Altura interior do painel (mm);
- l Comprimento interior do painel (mm).



a) Distribuição da amostra pelas soluções construtivas.



b) Totalidade da amostra.

Figura 9.23 - Relação entre as grandezas Y6 e X6.

Da correlação encontrada resulta:

$$\frac{w_{max}}{w_{max}^i} = 1.1763 \left(\frac{h}{l} \right) + 0.5168 \quad \text{Equação 9.42}$$

Substituindo a Equação 9.39 na Equação 9.42 é obtida a Equação 9.43 que resulta da correlação entre os resultados obtidos pela modelação numérica das diferentes soluções construtivas com a variação do comprimento do painel, sendo possível a partir da referida equação, determinar de uma forma aproximada o valor da carga última de um painel, w_{max} , quando solicitado por uma acção lateral distribuída perpendicularmente ao seu plano, dentro dos condicionamentos atrás expostos. As diferentes variáveis têm o significado e as unidades anteriormente já indicadas.

$$w_{max} = \frac{f_{cmw}}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \lambda R_1 R_2 \left[0.77 C_f \left(\frac{h}{l} \right) + 0.34 C_f \right] \quad (kPa) \quad \text{Equação 9.43}$$

Usando as diferentes metodologias para a determinação dos resultados (ensaios experimentais; modelação; e correlação numérica), na Tabela 9.24 é apresentado, para a carga máxima, w_{max} , um resumo comparativo das soluções construtivas com a consideração das diferentes variações geométricas dos painéis, assim como, as diferenças percentuais encontradas. Da análise da referida tabela, verifica-se que os valores obtidos pela correlação numérica, apresentam uma boa aproximação aos determinados recorrendo à modelação por elementos finitos, assim como, na configuração geométrica de $1.70 \times 3.50 \text{ m}^2$ se aproximam aos resultados experimentais. Constitui excepção ao referido, a solução construtiva Wall_RAR, cujas razões se deverão ao comportamento experimental não esperado deste tipo de painéis, como exposto anteriormente

Tabela 9.24 - Resumo comparativo relativo à carga máxima entre a modelação e a correlação numérica.

CARGA MÁXIMA	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Painel 170x170						
FEM (kPa)	5.3	27.1	32.5	40.2	5.8	19.2
W_{max} (kPa)	6.0	25.0	33.7	51.8	6.8	15.3
Diferença FEM	-13%	8%	-4%	-29%	-18%	20%
Painel 170x350						
FEM (kPa)	4.4	14.2	17.0	21.2	4.3	9.2
W_{max} (kPa)	3.8	16.1	21.7	33.3	4.4	9.8
Diferença FEM	13%	-14%	-27%	-57%	-1%	-7%
Painel 170x350						
Experimental (kPa)	4.6	15.5	18.8	18.4	4.1	9.6
W_{max} (kPa)	3.8	16.1	21.7	33.3	4.4	9.8
Diferença experimental	16%	-4%	-15%	-81%	-8%	-3%
Painel 170x510						
FEM (kPa)	4.0	11.3	14.4	17.2	4.4	9.5
W_{max} (kPa)	3.2	13.4	18.1	27.8	3.7	8.2
Diferença FEM	19%	-18%	-26%	-62%	17%	13%

9.3.2.3 Avaliação da acção sísmica versus carga máxima

Na sequência da avaliação efectuada acerca do comportamento dos painéis importa, também, comparar as resistências máximas determinadas pela via experimental e pelos modelos analíticos com a acção sísmica que irá solicitar esses mesmos painéis, sendo o resumo comparativos dos resultados encontrados apresentado na Tabela 9.25.

Tabela 9.25 - Resumo comparativo entre acção sísmica e a resistência máxima dos painéis.

DESIGNAÇÃO	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS					
	Wall_REF_01	Wall_REF_02	Wall_JAR	Wall_RAR	Wall_DPA_01	Wall_DPA_02
Resultados experimentais estáticos						
F_{max} (kN)	12.3	41.6	50.4	49.3	10.9	25.6
Resultados dinâmicos						
F_{max} (kN)	-	-	50.5	73.3	28.0	-
EC8 [2]						
S_a	0.622	0.547	0.572	0.538	0.606	0.648
W_a (kN)	9.32	11.10	11.10	11.10	8.94	16.29
γ_a	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
q_a	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
F_a (kN)	2.6	3.3	3.4	3.2	2.0	4.3
RSA [5]						
α	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
F (kN)	1.8	2.6	2.6	2.6	1.5	2.9

Assim sendo, foram considerados os painéis na geometria de referência e localizados no rés-do-chão do alçado Sul do modelo representativo do edifício alvo, conforme definido no capítulo 5. Para a determinação da acção sísmica recorreu-se às duas normas de referência portuguesas: o EC8 [2]; e o RSA [5]. Em ambas as normas foi imposta a localização mais condicionante, como por exemplo a cidade de Lagos. No EC8 [2] o cálculo de força sísmica horizontal, F_a , foi realizado recorrendo à Equação 3.117, sendo o coeficiente sísmico, S_a , determinado pela Equação 3.118. O cálculo do período fundamental do edifício, T_1 , e do

período fundamental do elemento, T_a , foi realizado, respectivamente pela Equação 2.17 e Equação 3.55. No RSA [5] o cálculo de força sísmica horizontal, F , foi realizado recorrendo à Equação 3.119.

Pela análise da Tabela 9.25 verifica-se que as forças horizontais sísmicas obtidas pelo EC8 [2] para as diferentes soluções construtivas são mais restritivas face às correspondentes determinadas com recurso ao RSA [5]. Por outro lado, quando comparadas as forças sísmicas determinada pelas duas normas com as resistências máximas dos painéis, obtidas experimentalmente, verifica-se que a segurança em termos de colapso está assegurada em todas as soluções construtivas. Contudo, verifica-se que nos painéis pertencentes aos edifícios ensaiados na mesa sísmica, os valores das forças obtidas para a solicitação próxima da definida pelo EC8 [2] são próximos dos resultados experimentais estáticos.

Regista-se que os valores determinados experimentalmente e pelos diferentes modelos analíticos excedem em larga medida os valores das diferentes acções sísmicas. Sendo certo que os diferentes painéis, nos ensaios realizados para fora do plano, foram levados à rotura e que terão perdido bastante rigidez após o primeiro nível de carregamento, com consequências directas no dano, correspondendo a cerca de 30% a 50% da carga máxima, o que continua a não explicar a grande diferença de valores. É incontestável que em todos os sismos recentes existiram envolventes que colapsaram, pelo que se poderá concluir que a acção sísmica regulamentar estará subavaliada ou que a execução é particularmente deficiente.

9.4 Proposta prática de metodologia de dimensionamento

Propor uma metodologia de dimensionamento é tarefa de grande responsabilidade, contudo mediante os resultados obtidos e pesquisa realizada acerca do estado da arte, é proposta em seguida uma metodologia de dimensionamento que não é mais do que um resumo do exposto nesta fase do trabalho.

9.4.1 Comportamento no plano

O comportamento dos painéis no plano resulta do contributo dos dois componentes constituintes: a alvenaria de preenchimento e o pórtico de betão, assim como, da respectiva interacção. O primeiro passo deste processo passa pelo conhecimento da curva de capacidade do painel que poderá ser obtida recorrendo à metodologia apresentada no subcapítulo 9.3.1.2.3. O segundo passo no dimensionamento da alvenaria deverá passar pelo conhecimento do contributo da alvenaria em termos de resistência total do conjunto. Para esse efeito, baseado no FEMA 306 [74], no subcapítulo 3.5.5.2.4 é apresentado na Equação 3.90 o contributo inicial e na Equação 3.91 o contributo final da resistência ao corte do pano de alvenaria. O contributo da alvenaria também poderá ser determinado recorrendo à expressão desenvolvida para a determinação da carga máxima, Equação 9.24, à qual será subtraída uma parcela de carga correspondentes ao contributo do pórtico, F_f , dada pela expressão seguinte:

$$F_f = \frac{4M_p}{h} \quad (kN) \quad \text{Equação 9.44}$$

Onde as diferentes variáveis têm o seguinte significado:

- M_p Momento plástico desenvolvido no pilar (menos resistente) ($kN.m$);
- h Altura interior do painel (m).

Estas duas metodologias já foram aferidas e alvo de discussão no subcapítulo 9.3.1.1, tendo sido os resultados apresentados na Tabela 9.17.

Com o conhecimento do contributo do painel, o último passo passará por verificar os três modos de rotura propostos pelo FEMA 306 [74] e apresentados no subcapítulo 3.5.5.2:

- Rotura por deslizamento pela Equação 3.85;
- Rotura por compressão na escora diagonal pela Equação 3.86;
- Rotura por tensão diagonal pela Equação 3.87.

De igual modo, esta metodologia também já foi alvo de análise no subcapítulo 9.3.1.1, tendo sido os resultados apresentados na Tabela 9.17

Como se verificou no subcapítulo 9.3.1.3 o EC8 [2] é muito restritivo na limitação do dano. Os *drifts* máximos propostos à estrutura não preenchida poderão impor ao conjunto alvenaria e pórtico *drifts* que poderão corresponder na curva de capacidade ao regime elástico, onde a probabilidade de dano é nula.

As verificações relativas à influência da alvenaria de preenchimento no sistema estrutural, resultantes da interação entre a alvenaria e o pórtico, poderão ser realizadas com o exposto no subcapítulo 3.5.5.5, baseado no FEMA 306 [74], assim como, a avaliação do desempenho dos nós dos pórticos poderá ser verificado no subcapítulo 3.5.5.6, igualmente baseado no FEMA 306 [74].

9.4.2 Comportamento para fora do plano

A metodologia subjacente ao dimensionamento para fora do plano é muito simples embora tenha um conjunto de tomadas de decisão nem sempre fáceis. Entre elas a escolha do modelo estrutural pode ser condicionante. Por outro lado, ao contrário da carga para o estado limite último que não oferece dúvidas, a limitação de dano não é clara por não estar colocada de uma maneira objectiva nos documentos normativos.

Perante estes constrangimentos e seguindo a metodologia do FEMA 306 [74], onde a verificação do comportamento para fora do plano se reduz à aplicação das recomendações de Angel *et al.* [63, 68], propõe-se que essa verificação seja realizada com recurso à Equação 9.43 adaptada para responder à variação geométrica e às características da alvenaria usada em Portugal. Pelo que foi dito no subcapítulo anterior acerca da limitação de dano, será prudente considerar na referida equação como dano prévio a opção de “Dano moderado”, embora para a gama corrente de geometrias dos edifícios portugueses, as variáveis geométricas em jogo conduzirem a valores baixos de esbelteza onde os respectivos factores redutores de resistência têm pouca diferença.

Por fim, relativamente aos estados limites de utilização em termos de limitação de dano, pela análise das curvas de capacidade dos ensaios experimentais, assim como, das modelações realizadas por elemento finitos, seria prudente para este efeito, considerar cerca de 30% da carga máxima, que corresponderá a uma fase próxima do regime elástico.

9.5 Conclusões do capítulo

No que concerne ao comportamento no plano dos painéis, do conjunto das análises efectuadas pela modelação por elementos finitos e pelos resultados dos modelos analíticos verificou-se:

- Os resultados obtidos pela modelação efectuada no ANSYS relativos à geometria dos painéis usada nos ensaios experimentais, isto é, considerando panos de alvenaria com as dimensões de $1.70 \times 3.50 \text{ m}^2$, quando comparados com os resultados experimentais, apresentaram valores muito próximos de carga máxima e de rigidez inicial, assim como, as correspondentes curvas de capacidade apresentaram um desenvolvimento semelhante, sendo possível afirmar que o modelo numérico foi validado pelos resultados experimentais;
- Na variação geométrica das dimensões dos painéis, verificou-se que o aumento de comprimento do painel, sob altura constante, promoveu um aumento na carga máxima e da rigidez inicial;
- Pela comparação da curva de capacidade do pórtico não preenchido com as curvas relativas aos pórticos preenchidos, nas diferentes soluções de alvenaria, verifica-se que o preenchimento é o componente, que maior contributo confere ao conjunto em termos de carga máxima e rigidez;
- Relativamente à limitação do dano o EC8 [2] é mais restritivo face ao preconizado pelo FEMA 306 [74];
- As alterações apresentadas nesta tese aos modelos analíticos propostos por Mehrabi *et al.* [45], mediante a consideração da deformabilidade da viga superior, conseguiram descrever o verificado experimentalmente;
- Genericamente o modelo analítico simples de Fajfar e Dolšek [27] com as alterações propostas nesta tese devolve resultados de carga máxima e de rigidez aproximados aos resultados experimentais e aos obtidos pela modelação de elementos finitos.

Relativamente ao comportamento fora do plano dos painéis usando a mesma linha de análise verificou-se:

- Os modelos numéricos traduziram com grande proximidade o comportamento observado nos ensaios experimentais;
- O aumento de comprimento do painel, sob altura constante, isto é, o incremento da área do painel, promoveu uma diminuição na carga máxima;
- Genericamente o modelo analítico simples adaptado de Angel *et al.* [63, 68] com as alterações propostas nesta tese devolve resultados de carga máxima aproximados aos resultados experimentais e aos obtidos pela modelação de elementos finitos.

10 CONCLUSÕES

As conclusões deste trabalho são o resultado da investigação experimental e dos estudos paramétricos realizados, no sentido de dar respostas ao objectivo principal traçado, ou seja, a avaliação do comportamento das paredes de preenchimento em alvenaria face à acção sísmica, tendo em vista obter uma resposta de questões relativas: à caracterização dos tipos de estrutura e envolventes dos edifícios recentes; à avaliação das propriedades dos materiais constituintes das envolventes; à avaliação do comportamento das envolventes actuais, bem como, de novas soluções de envolvente, quando solicitadas pela acção dos sismos; e à obtenção de ensinamentos para o projecto de edifícios novos.

10.1 Tipologia nacional de edifícios

Assim sendo, no que concerne à caracterização dos tipos de estrutura e envolventes dos edifícios recentes construídos em Portugal, foi possível concluir que a cêrcea dominante é de dois pisos, com maior densidade nas zonas da Grande Lisboa e do Grande Porto, e que durante a última década do século XX se verificou uma grande predominância no recurso a paredes duplas de alvenaria como solução construtiva para a envolvente dos edifícios, dando lugar no início do século XXI às soluções de alvenaria simples, circunstância ligada à implementação do isolamento térmico pelo exterior para satisfazer requisitos térmicos mais exigentes. Nos indicadores relativos à envolvente, verificou-se que a percentagem de aberturas variava entre 15% e 35%, sendo o valor médio cerca de 25%. As envolventes analisadas exibiram uma altura média entre pisos de 2.85 *m* e um vão médio de cerca 4.5 *m*, enquanto o vão máximo apresentou um valor próximo de 6.0 *m*, com um crescimento de cerca de 0.15 *m* para cada piso de aumento.

A solução estrutural corrente é a estrutura porticada com lajes de vigotas pré-esforçadas ou lajes maciças em betão armado, sendo os materiais mais usuais o betão da classe C20/25 e o aço da classe A400NR. O rácio da área de pilares pela área de implantação do edifício aumenta com o número de pisos atingindo um máximo de 1.6% nos edifícios de maior cêrcea, tendo ainda sido observada a mesma tendência relativamente à área de paredes, com um valor máximo de 1.2%. Finalmente, regista-se que o vão médio das lajes e das vigas é de 5.1 *m* e 4.7 *m*, respectivamente.

10.2 Propriedades dos materiais

Na avaliação das propriedades dos materiais constituintes das envolventes, foi possível concluir do estudo experimental, que as argamassas produzidas com areias naturais conduziram a um melhor comportamento quando sujeitas a ensaios de compressão e flexão, enquanto se verificou uma maior energia de fractura em todas as argamassas de areia artificial, quando comparadas com as argamassas de areia natural da mesma classe. Na avaliação do teor em ar, verificou-se que, nas argamassas de cimento e nas argamassas mistas, a tendência era de quanto maior a classe de resistência das argamassas, menor era o teor em ar das mesmas. Por outro lado, as argamassas de cimento apresentaram uma retracção mais acelerada comparativamente com as argamassas mistas, verificando-se que quanto maior era a dosagem de ligante também maior era o valor da retracção, para todas as argamassas estudadas. As argamassas fabris, quando comparadas com as restantes argamassas da mesma classe de resistência, foram as que apresentaram o teor em ar mais elevado e, os

valores mais baixos de retração, exibindo um índice de ductilidade próximo dos valores encontrados para as argamassas de cimento produzidas com areias naturais.

Na linha de outros documentos normativos internacionais, foram tabelados os traços volumétricos, que poderão conduzir à obtenção de argamassas com classes de resistência expectáveis, podendo a referida tabela servir de meio expedito para determinar as composições de argamassas de assentamento, destinadas a dar resposta a uma classe de resistência exigida.

Os tijolos ensaiados apresentaram uma boa resistência à compressão, o que se revela preponderante na resistência à compressão da alvenaria. Contudo, é de referir a elevada absorção de água obtida, com as implicações decorrentes no processo construtivo da alvenaria, devido à grande avides de água evidenciada.

Os provetes de alvenaria simples quando comparados com os provetes rebocados foram os que apresentaram os valores mais baixos de resistência à compressão, à flexão e ao corte, sendo a influência da armadura decisiva na resistência à flexão. Da análise comparativa efectuada entre os valores experimentais e os valores teóricos, salientam-se os baixos resultados obtidos experimentalmente para a resistência à compressão e a situação inversa verificada relativamente ao módulo de elasticidade. Na resistência à flexão é de realçar a grande semelhança dos valores obtidos pela via experimental face aos valores teóricos. Tal proximidade, também foi verificada na resistência ao corte, no que respeita ao valor da tangente do ângulo de atrito, embora a resistência inicial ao corte obtida pela via experimental pareça apresentar um valor muito inferior aos valores teóricos.

10.3 Propriedades das envolventes

Na avaliação do comportamento das envolventes actuais, bem como, de novas soluções de envolvente, foi possível concluir, do estudo experimental realizado sobre a resposta mecânica no plano dos painéis de alvenaria quando solicitados horizontalmente, que é possível estabelecer uma sequência de dano relacionada com a curva de capacidade do painel, verificando-se que, geralmente são os interfaces, os principais responsáveis pela entrada do painel em regime não linear, seguindo-se-lhe o dano observado na zona corrente da alvenaria, variando entre a fendilhação diagonal e o esmagamento dos cantos superiores, e por fim, a rotura das ligações da viga com o pilar.

O painel de referência de alvenaria não rebocada foi aquele que apresentou a menor capacidade resistente e a menor rigidez, mas a maior à ductilidade. Comparativamente, os painéis rebocados registaram forte crescimento da capacidade resistente face à apresentada pelo painel de referência, assim como, da rigidez. Nos painéis rebocados não foi possível evidenciar de uma forma significativa qualquer ganho de resistência devido à introdução das armaduras, facto que poderá estar relacionado com a pouca influência que as armaduras oferecem neste tipo de ensaios, uma vez que os principais esforços presentes na alvenaria são de corte.

Com base nos parâmetros de força máxima, rigidez, ductilidade e energia dissipada, verifica-se que os indicadores estatísticos parecem indicar, um comportamento similar para os diferentes painéis rebocados, pelo que será plausível o agrupamento de todas estas soluções construtivas num único grupo cujo denominador comum é o contributo do reboco na resistência dos painéis quando solicitados horizontalmente no seu plano.

Por outro lado foi possível concluir, do estudo experimental realizado sobre a resposta mecânica para fora do plano dos painéis de alvenaria, que a solução construtiva de referência, não rebocada, foi a que apresentou a menor resistência do conjunto dos painéis ensaiados. As soluções construtivas de alvenaria com reboco armado e de alvenaria rebocada com juntas de assentamento armadas foram aquelas que apresentaram as maiores capacidades resistentes, sendo este acréscimo de resistência conseguido à custa do reboco e da armadura. Em situação intermédia ficaram as soluções de parede dupla rebocada nas faces exteriores dos panos. Também, foi possível evidenciar, para os diferentes painéis, função da maior ou menor rigidez dos interfaces de ligação, duas tendências comportamentais relativas ao modelo estrutural exibido: uma do tipo de laje em consola; e outra do tipo de laje apoiada em quatro bordos.

Também, para a avaliação do comportamento das envolventes actuais, bem como, de novas soluções de envolvente, foi possível concluir, da investigação experimental realizada na mesa sísmica, que o modelo com a estrutura de betão armado dimensionada com recurso à actual regulamentação nacional, com uma envolvente constituída por dois panos rebocados de alvenaria, representativo do parque habitacional português construído nos últimos anos, teve um comportamento sísmico claramente inferior aos modelos dimensionados segundo a regulamentação europeia, com a envolvente constituída por alvenaria simples rebocada e armada.

Todos os panos das paredes de preenchimento do primeiro piso do primeiro modelo colapsaram para fora do plano, enquanto nos modelos, com soluções novas de envolvente, não foi observado qualquer colapso da mesma. Para tal contribuíram, numa das soluções de envolvente, as amarrações da armadura de junta aos pilares de betão armado através da armadura de ligação ou, na outra solução, as pregagens da armadura do reboco aos elementos de betão armado, impedindo que as paredes de preenchimento se desligassem dos pórticos de betão armado, o que potenciaria o seu derrube para fora do plano devido às forças de inércia. Contudo, apesar dos panos de alvenaria armados contribuírem para o melhor comportamento sísmico da estrutura de betão armado, as aberturas contribuíram também para o desenvolvimento do mecanismo de colapso, devido ao pilar curto que se formou. Por fim, regista-se que a ocorrência do colapso foi sempre antecedida do desprendimento do reboco da alvenaria, o que poderá questionar a validade do contributo do reboco na resistência da alvenaria na óptica da verificação da estabilidade aos estados limites últimos.

10.4 Formulação analítica

Para a avaliação do comportamento das envolventes actuais, bem como, de novas soluções de envolvente, foi possível concluir, do estudo paramétrico realizado sobre o comportamento no plano dos painéis, que os resultados obtidos pela modelação efectuada no ANSYS relativos à geometria dos painéis usada nos ensaios experimentais quando comparados com os resultados experimentais, apresentaram valores muito próximos de carga máxima e de rigidez inicial, assim como, as correspondentes curvas de capacidade apresentaram um desenvolvimento semelhante. A variação geométrica das dimensões dos painéis, sob altura constante, promoveu o aumento da carga máxima e da rigidez inicial com aumento de comprimento do painel. Por outro lado, a comparação da curva de capacidade do pórtico não preenchido com as curvas relativas aos pórticos preenchidos dá a indicação que o preenchimento é o componente que maior contributo confere ao conjunto em termos de carga máxima e rigidez.

As alterações apresentadas nesta tese aos modelos analíticos propostos por Mehrabi, mediante a consideração da deformabilidade da viga superior e ao modelo analítico simples de Fajfar conseguiram, respectivamente, descrever analiticamente o verificado experimentalmente e devolver resultados de carga máxima e de rigidez, aproximados aos resultados experimentais e aos obtidos pela modelação de elementos finitos.

Finalmente, para a avaliação do comportamento das envolventes actuais, bem como, de novas soluções de envolvente, foi possível concluir, do estudo paramétrico realizado sobre o comportamento para fora do plano dos painéis, que os modelos numéricos traduziram com grande proximidade o comportamento observado nos ensaios experimentais, sendo o aumento de comprimento do painel, sob altura constante, responsável pela diminuição na carga máxima. O modelo analítico simples adaptado de Angel com as alterações propostas nesta tese devolve resultados de carga máxima aproximados aos resultados experimentais e aos obtidos pela modelação de elementos finitos.

10.5 Ensinaamentos e trabalhos futuros

Finalmente, no que se refere à obtenção de ensinamentos para o projecto de edifícios novos, além das conclusões já apresentadas, foi possível concluir que as paredes de preenchimento terão contribuído para que os modelos experimentais tenham apresentado uma relação de deslocamentos entre pisos diferente da prevista pelos modelos numéricos, mercê da sua influência ao nível da distribuição de massas e, principalmente, de rigidez, que não foram tidas em conta nos modelos numéricos. Comparando, também, os resultados dos modelos numéricos, onde não foi considerado qualquer contributo das paredes de preenchimento, com os resultados experimentais, constata-se que os modelos experimentais apresentam uma rigidez cerca de dez vezes superior à rigidez dos modelos numéricos.

O reduzido dano apresentado pelos modelos ensaiados na mesa sísmica na segunda fase do ensaio, a qual correspondeu à solicitação regulamentar imposta para o dimensionamento de estruturas, valida o dimensionamento efectuado das estruturas dos modelos, onde não foram atingidos os *drifts* máximos regulamentares relativos à limitação de dano. Contudo, constatou-se que os deslocamentos das duas direcções principais, obtidos analiticamente, relativos à acção sísmica foram superiores nos modelos dimensionados pela normativa europeia.

As diferentes legislações aplicáveis e trabalhos realizados no tema da investigação não abordam a influência do reboco na resistência da alvenaria quando solicitada, nas duas direcções principais, à acção dos sismos. Este trabalho permitiu concluir que a consideração do reboco aumenta significativamente a resistência máxima. Contudo, para valores elevados de carga, também permitiu constatar, nomeadamente nos ensaios dinâmicos, o desprendimento do reboco da alvenaria, o que poderá questionar a validade do contributo do reboco na resistência da alvenaria na óptica da verificação da estabilidade nos estados limites últimos, embora tal circunstância se tenha verificado para valores da acção sísmica situados muito acima dos valores usados no dimensionamento destes edifícios.

Para terminar, importa referir que este trabalho permitiu o desenvolvimento de uma metodologia de dimensionamento, apoiada nos resultados obtidos e na pesquisa realizada acerca do estado da arte relativamente ao comportamento dos painéis no plano e para fora do plano que, mediante as reservas apresentadas, poderá servir de base para a verificação da estabilidade em projectos de edifícios novos ou a reabilitar.

Ficaria esta tese incompleta, se não fossem sugeridos novos temas, que na óptica do trabalho desenvolvido, pudessem contribuir para a evolução do tema abordado. Assim, seria importante o desenvolvimento de novos trabalhos que contemplassem novas soluções geométricas de painéis, nomeadamente, introduzindo a altura como variável e colocando aberturas nos ensaios estáticos dos painéis. A solução de reboco armado, pelos aspectos imponderáveis relacionados com a proposta construtiva, merecia um estudo mais aprofundado pelo potencial que representa. Numa perspectiva de reabilitação do património construído, seria ainda, necessário analisar possibilidades distintas do reboco armado e da fixação dos panos de paredes duplas com grampeamento eficiente. Por fim, seria necessária a realização de um estudo experimental das propriedades dos interfaces para a correcta parametrização dos modelos analíticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CEN, EN 1996-1-1:2005, *Eurocode 6 - Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, 2005.
- [2] IPQ, NP EN 1998-1-1:2010, *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [3] Proença, J. M., *et al.*, "Contributo das paredes de alvenaria para o comportamento sísmico de estruturas de betão armado. Pesquisa e recomendações para modelação e análise", *Sísmica 2007 – 7º Congresso de sismologia e engenharia*, Porto, 2007.
- [4] CEB, "RC Frames under earthquake loading - State of the art report", Thomas Telford, Londres, 1996.
- [5] RSA, *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*, 1983.
- [6] REBAP, *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*, 1983.
- [7] RSCCS, *Regulamento de segurança das construções contra os sismos*, 1958.
- [8] Senos, M. L. e Carrilho, F., "Sismicidade de Portugal Continental", Divisão de Sismologia, Instituto de Meteorologia, Lisboa, 2003.
- [9] Cabral, J., "Neotectónica de Portugal Continental", Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 1993.
- [10] McKenzie, D. P., "Active tectonics of the Mediterranean region", *Royal Astronomic Society Geophysics Journal*, Vol. 30, pp. 109-185, 1972.
- [11] Grimison, N. L. e Chen, W. P., "The Azores Gibraltar Plate Boundary: Focal mechanisms, depth of earthquakes and their tectonic implications", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 91, pp. 2029-2047, 1986.
- [12] Argus, D., *et al.*, "Closure of the Africa-Eurasia-North America Plate motion circuit and tectonics of the Gloria Fault", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 94, pp. 5585-5602, 1989.
- [13] Lopes, M. M. P. S., *et al.*, *Sismos e edifícios*, Edições Orion, 2008.
- [14] Martins, I. e Mendes Víctor, L. A., "Contribuição para o estudo da sismicidade da região oeste da Península Ibérica", Instituto Geofísico do Infante D. Luís, Universidade Nova de Lisboa, 2001.
- [15] Appleton, J., *Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção*, Edições Orion, 2003.
- [16] RSEP, *Regulamento de solicitações em edifícios e pontes*, 1961.
- [17] REBA, *Regulamento de estruturas de betão armado*, 1967.
- [18] Sousa, M. L., "Risco sísmico em Portugal Continental", Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2006.
- [19] Carvalho, E. C., "Mitigação do risco sísmico em Portugal. O papel do LNEC", *Redução da vulnerabilidade sísmica do edificado*, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2001.
- [20] Estêvão, J. M. C., "Modelo computacional de avaliação do risco sísmico de edifícios", Tese de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1998.
- [21] IPQ, NP EN 1990:2009, *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, 2009.
- [22] IPQ, NP EN 1992-1-1:2010, *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [23] Appleton, J. e Gomes, A., "Noções sobre concepção de edifícios em zonas sísmicas", Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1988.
- [24] Carvalho, E. C., *et al.*, *Designers' Guide to EN1998-1 and EN1998-5*, Thomas Telford, Londres, 2005.
- [25] ATC 40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, 1996.
- [26] FEMA 273, *NEHRP - Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, 1997.
- [27] Fajfar, P. e Eeri, M., "A nonlinear analysis method for performance based seismic design", *Earthquake Spectra*, Vol. 16, pp. 573-592, 2000.

- [28] Bento, R., *et al.*, "Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares", *SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Guimarães, 2004.
- [29] Romãozinho, M. F. B. O. R., "Dimensionamento para a acção do EC8", Tese de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.
- [30] Lourenço, P. B., "Paredes de alvenaria armada: O problema sísmico", *Ingenium*, Vol. 92, 2006.
- [31] Tiedemann, H., "A statistical evaluation of the importance of non-structural damage to buildings", *7th WCEE*, Istanbul, 1980.
- [32] Tiedemann, H., "Structural and non-structural damage related to building quality", *7th ECEE*, 1982.
- [33] Jorquera, L. G., "Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albanileria sometidos a cargas horizontales", *Revista del IDIEM*, Vol. 3, Noviembre 1964.
- [34] 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.
- [35] Mainstone, R. J., "On the stiffnesses and strengths of infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 4, 1971.
- [36] Pires, F. M. G., "Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais", LNEC, Lisboa, 1990.
- [37] Stafford Smith, B., "Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames", *ACI journal*, Vol. 65, August 1968.
- [38] Trigo, J. T., "Estruturas de painéis sob a acção de solicitações horizontais", Tese para concurso de provas públicas, LNEC, Lisboa, 1968.
- [39] Fiorato, A. E., *et al.*, "An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls", University of Illinois, 1970.
- [40] Mallick, D. V. e Garg, R. P., "Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 49, June 1971.
- [41] Dawson, R. V. e Ward, M. A., "Dynamic response of framed structures with infill walls", *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering (5th WCEE)*, Rome, 1974.
- [42] Liauw, T. C., "An effective structural system against earthquakes - Infilled frames", *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering (7th WCEE)*, Istanbul, 1980.
- [43] Liauw, T. C. e Kwan, K. H., "New development in research of infilled frames", 1985.
- [44] Stafford Smith, B. e Coull, A., *Tall building structures: Analysis and design*, Wiley, New York, 1991.
- [45] Mehrabi, A. B., *et al.*, "Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads", University of Colorado at Boulder, 1994.
- [46] Leuchars, J. M. e 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.
- [47] Klingner, R. E. e Bertero, V. V., "Earthquake resistance of infilled frames", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, June 1978.
- [48] Klingner, R. E. e Bertero, V. V., "Infilled frames in earthquake - Resistant construction", University of California, Berkeley, UCB/EERC/76-32, December, 1976.
- [49] Jurina, L., "Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche", *Costruire*, Vol. 100, 1977.
- [50] Parducci, A. e Mezzi, M., "Repeated horizontal displacements of infilled frames having different stiffness and connection systems.", *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (7th WCEE)*, Istanbul, 1980.
- [51] Brokken, S. T. e Bertero, V. V., "Studies on effects of infills in seismic resistant RC construction", University of California, Berkeley, UCB/EERC - 81/12, October, 1981.

- [52] Bertero, V. V. e Brokken, S. T., "Infills in seismic resistant buildings", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 109, n.º 6, June 1983.
- [53] Zarnic, R. e Tomazevic, M., "Study of the behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading - Part II", Ljubljana, ZRMZ/IKPI-85/02, 1985.
- [54] Stylianidis, K., "Cyclic behaviour of infilled RC frames", *Eighth Internacional Brick and Block Masonry Conference*, Dublin, 1988.
- [55] Govindan, P., *et al.*, "Effect of openings in infilled frames subjected to lateral resersal cyclic load", *Eight European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, 1986.
- [56] Govindan, P., *et al.*, "Ductility of infilled frames", *ACI journal*, July - August 1986.
- [57] Dolšek, M. e Fajfar, P., "Mathematical modelling of an inilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 1215-1230, 2002.
- [58] Dawe, J. L. e Seah, C. K., "Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels", *Journal of the Canadian Society of Civil Engineering*, Vol. 16, pp. 854-864, 1989.
- [59] Griffith, M. C., *et al.*, "Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending", *Willey interScience*, 2006.
- [60] Timoshenko, S. e Woinowsh-Krieger, S., *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill, 1959.
- [61] Haseltine, B. A., "Design of Laterally Loaded Wall Panels", *Proceedings of the British Ceramic Society*, Stoke-on-Trent, UK, 1977.
- [62] Haseltine, B. A., *et al.*, "Design of Walls to Resist Lateral Loads", *The Structural Engineers*, Vol. 55, pp. 422-430, 1977.
- [63] Angel, R., *et al.*, "Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills", Department of Civil Engineering, University of Illinois, USA, UILU-ENG-94-2005, 1994.
- [64] Flanagan, R. D. e Bennett, R. M., "Bidirectional behaviour of structural clay tile infilled frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125 (3), pp. 236-244, 1999.
- [65] Calvi, G. M., *et al.*, "Seismic performance of masonry-infilled RC frames: Benefits of slight reinforcements", *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Lisboa, 2004.
- [66] Calvi, G. M., *et al.*, "Design of masonry structures with bed joint reinforcement", *Seminário sobre paredes de alvenaria*, Lisboa, 2007.
- [67] 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.
- [68] Angel, R. e Abrams, D. P., "Out-of-plane strength evaluation of URM infill panels", *Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, 1994.
- [69] Dawe, J. L., *et al.*, "Masonry infilled steel frames subjected to dynamic load", Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, N.B., Canada, 1989.
- [70] Liauw, T. C. e Kwan, A. K. H., "Experimental study of shaer wall and infilled frame on shake-table ", University of Hong Kong, Hong Kong, 1992.
- [71] Hashemi, A. e Mosalam, K. M., "Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall", Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, U.S.A., 2006.
- [72] Pujol, S. e Fick, D., "The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls", *Engineering Structures*, 2010.
- [73] FEMA 302, *NEHRP Recommended provisions for seismic regulation of new buildings and other structures*, 1997.
- [74] FEMA 306, *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*, 1998.
- [75] FEMA 356, *Prestandard and comentary for the seismic rehabilitation of buildings*, 2000.
- [76] Mainstone, R. J. e Weeks, G. A., "The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls", *2nd International Brick Masonry Conference*, 1970.

- [77] FEMA 274, *NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, 1997.
- [78] Stafford Smith, B. e Carter, C., "A method of analysis for infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 44, pp. 31-44, 1969.
- [79] Saneinejad, A. e Hobbs, B., "Inelastic design of infilled frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121(4), pp. 634–650, 1995.
- [80] Paulay, T. e Priestley, M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992.
- [81] Priestley, M. J. N., "Displacement based seismic assessment of existing reinforced concrete buildings", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 1996.
- [82] NZSEE, "Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes", 2006.
- [83] NZS 1170.5:2004, *Structural design actions. Part 5 : Earthquake actions – New Zealand*, 2004.
- [84] Dawe, J. L. e Seah, C. K., "Lateral load resistance of masonry panels in flexible steel frames", *Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference*, Trinity College, Dublin, Ireland, 1988.
- [85] Aguiar, J. L. B., "Apontamentos de materiais de construção", Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, 2001.
- [86] Dias, A. M. B. e Sousa, A. V. S., *Manual do tijolo*, APICER, Coimbra, 2000.
- [87] Paulo, R. S. V. M. N., "Caracterização de argamassas industriais", Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2006.
- [88] CEN, EN 998-1:2003, *Specification for mortar for masonry. Part 1: Rendering and plastering mortar*, 2003.
- [89] CEN, EN 998-2:2003, *Specification for mortar for masonry. Part 2: Masonry mortar*, 2003.
- [90] Lourenço, P. B. e Sousa, J. C. H., "Análise, projecto e reforço de estruturas de alvenaria", Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2000.
- [91] Feret, R., "Sur la Compacité des mortiers hydrauliques", *Annales des Ponts et Chaussées*, 1892.
- [92] Bolomey, J., "Détermination de la resistance à la compression des mortiers et bétons ", *Bulletin Technique Suisse Romande*, 1925.
- [93] Neville, A. M., *Properties of concrete*, Longman Group Limited, England, 1995.
- [94] Veiga, M. R. e Carvalho, F. R., "Argamassas de revestimento na reabilitação do património urbano", *2º ENCORE, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios*, Lisboa, 1994.
- [95] BSI, BS 5628-1:1978, *British standard code of practice for the use of masonry. Part 1: Structural use of unreinforced masonry*, 1978.
- [96] Sousa, H., "Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras", *Seminário sobre paredes de alvenaria*, Porto, 2002.
- [97] IPQ, NP EN 771-1:2006, *Especificações para unidades de alvenaria. Parte 1: Tijolos cerâmicos para alvenaria*, 2006.
- [98] Lourenço, P. B., "Dimensionamento de alvenarias estruturais", Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 1999.
- [99] IPQ, NP EN 1052-1:2002, *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*, 2002.
- [100] Sahlin, S., *Structural masonry*, Prentice Hall, New Jersey, 1971.
- [101] IPQ, NP EN 1052-3:2005, *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte*, 2005.
- [102] IPQ, NP EN 1052-4:2002, *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 4: Determinação da resistência ao corte de alvenarias com membrana de corte de capilaridade*, 2002.

- [103] IPQ, NP EN 1052-2:2002, *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão*, 2002.
- [104] Brooks, J. J., "Composite modelling of creep and moisture movement of masonry", *Materials and structures journal*, Vol. 23, pp. 241-251, 1990.
- [105] Brooks, J. J., "Estimating creep of clay brickwork", *Masonry International*, Vol. 22, p. 17, 2009.
- [106] BSI, BS 5628-3:2001, *British standard code of practice for the use of masonry. Part 3: Materials, components, design and workmanship*, 2001.
- [107] IPQ, NP EN 1991-1-1:2005, *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1: Acções Gerais*, 2004.
- [108] Carvalho, E. C., "Seismic testing of structures", *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, 1998.
- [109] IPQ, NP EN 933-1:2000, *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração*, 2000.
- [110] IPQ, NP EN 1097-6:2003, *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água*, 2003.
- [111] IPQ, NP EN 1097-3:2002, *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e do volume de vazios*, 2002.
- [112] CEN, EN 1015-3:1999, *Methods of test for mortar for masonry. Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)*, 1999.
- [113] CEN, EN 1015-11:1999, *Methods of test for mortar for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*, 1999.
- [114] CEN, EN 1015-10:1999, *Methods of test for mortar for masonry. Part 10: Determination of dry bulk density of hardened mortar*, 1999.
- [115] LNEC, E 398:1993, *Betões. Determinação da retracção e da expansão*, 1993.
- [116] RILEM, TC50-FMC:1985, *Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three point bend tests on notched beams*, 1993.
- [117] IPQ, NP EN 933-2:1999, *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 2: Determinação da distribuição granulométrica. Peneiros de ensaio. Dimensão nominal das aberturas*, 1999.
- [118] CEN, EN 1015-2:1998, *Methods of test for mortar for masonry. Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars*, 1998.
- [119] IPQ, NP EN 13139:2005, *Agregados para argamassas*, 2005.
- [120] ASTM, ASTM C144-03, *Standard specification for aggregate for masonry mortar*, 2003.
- [121] BSI, BS 1200:1976, *Specification for building sands from natural sources*, 1976.
- [122] IPQ, NP EN 772-16:2002, *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das dimensões*, 2002.
- [123] IPQ, NP EN 772-1:2002, *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*, 2002.
- [124] CEN, EN 1998-3:2005, *Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, 2005.
- [125] William, K. J. e Warnke, E. D., "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete", *International Association for Bridge and Structural Engineering*, Vol. 19, 1975.
- [126] Kachlakev, D., *et al.*, "Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates", Department of Transportation, Research Group, Salem, OR and Federal Highway Administration Washington, DC, USA, 2001.
- [127] Anthony J. Wolanski, B. S., *Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis*, Milwaukee, Wisconsin, May, 2004.
- [128] Puso, M. A. e Laursen, T. A., "A Mortar Segment-to-Segment Contact Method for Large Deformation Solid Mechanics", *Computer methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 193, 2004.
- [129] Simo, J. C. e Laursen, T. A., "An Augmented Lagrangian treatment of contact problems involving friction", *Computers and Structures*, Vol. 42, pp. 97-116, 1992.

[130] Bathe, K. J., *Finite element procedures*, Prentice-Hall. Englewood Cliffs, 1996.

ANEXOS

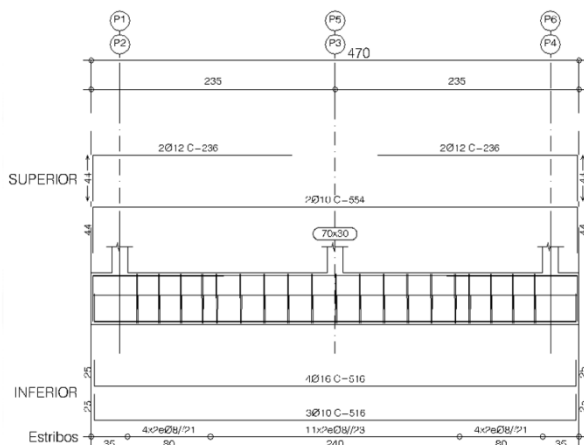
Anexo A Caracterização tecnológica dos edifícios alvo do estudo

A.1 Ficha de recolha de dados

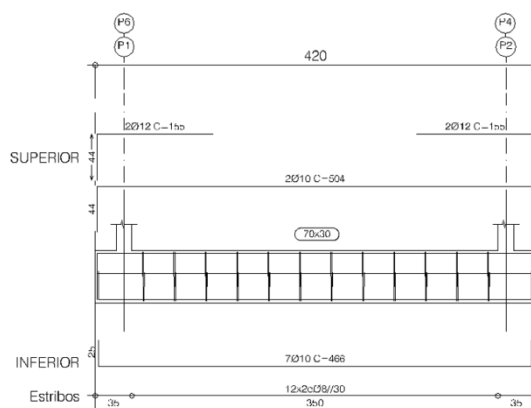
CARACTERISTICAS GERAIS							
Dados gerais	Referência do projecto					79	
	Ano	1987-1992	1993-1997	1998-2002	2003-2007		
		1	2	3	4		
	Local			Porto	Lisboa		
				1	2		
Número de pisos					4		
CARACTERISTICAS DA ENVOLVENTE							
Alçado Tipo	Tipo de revestimento	Reboco	Pedra	Azulejo	Capotto	Ventilada	Outro
		1	2	3	5	6	7
	1						
	Tipo de alvenaria	Simples		Dupla sem forra		Dupla com forra	
		1		2		3	
	3						
	Área de fachada					267	m ²
	Área de aberturas					89	m ²
	Percentagem de aberturas					33.0	%
	Altura das paredes de fachada					2.7	m
Perímetro da envolvente					45	m	
Número de vãos					15		
Vão médio da envolvente					3.0	m	
Vão maximo da envolvente					4.9	m	
CARACTERISTICAS DA ESTRUTURA							
Materiais	Tipo de estrutura	Reticulada		Fungiforme		Outra	
		1		2		3	
	1						
	Tipo de betão	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	>C30/37
		1	2	3	4	5	6
	2						
Tipo de armaduras passivas	A235NL	A235NR	A400NR	A500NR	Outro		
	1	2	3	4	5		
3							
Tipo de aço estrutural	S235		S275		S355		
	1		2		3		
0							
Piso Tipo	Acções	Sobrecarga		2.0	kN/m ²	Vento	Sim
		Revest. e divisórias		2.6	kN/m ²	Sismo	Sim
	Tipo de laje	Vigotas		Alveolar		Maciça	
		1		2		3	
		Fungiforme aligeirada		Fungiforme maciça		Outra	
		4		5		6	
1							
Vão médio das lajes					3.95	m	
Secção média das vigas					0.20x0.40	m ²	
Vão médio das vigas					3.80	m	
Área de piso em análise					576	m ²	
Área de pilares					5.40	m ²	
Percentagem de pilares					0.94	%	
Área de paredes					0.00	m ²	
Percentagem de paredes					0.10	%	

Figura A 1 - Ficha tipo de recolha de dados.

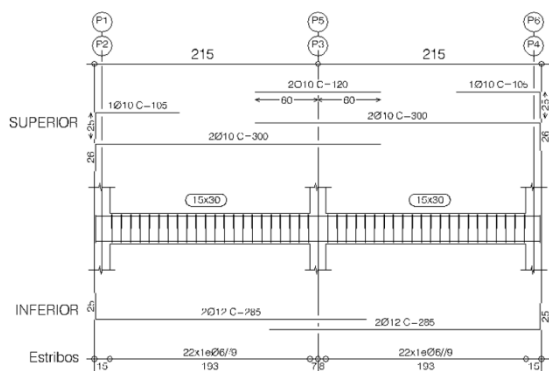
A.2 Pórticos do Modelo 1



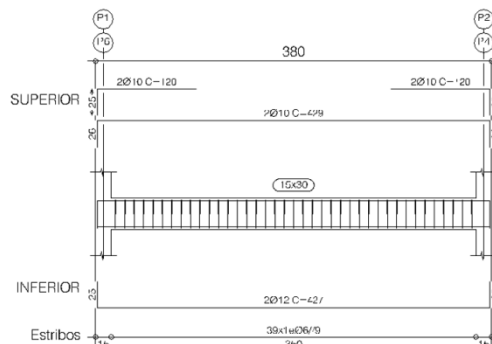
a) Pórticos 1 e 2 das Fundações.



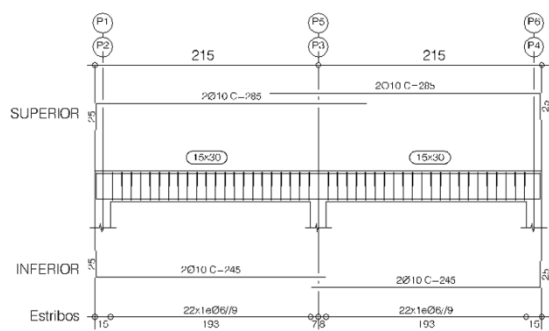
b) Pórticos 3 e 4 das Fundações.



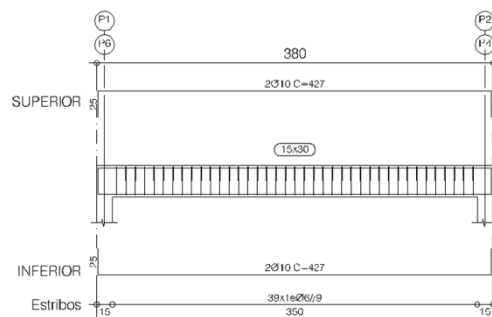
c) Pórticos 1 e 2 do Piso 1.



d) Pórticos 3 e 4 do Piso 1.



e) Pórticos 1 e 2 da Esteira.



f) Pórticos 3 e 4 da Esteira.

Figura A 2 - Pórticos do Modelo 1.

A.3 Quadro de pilares do Modelo 1

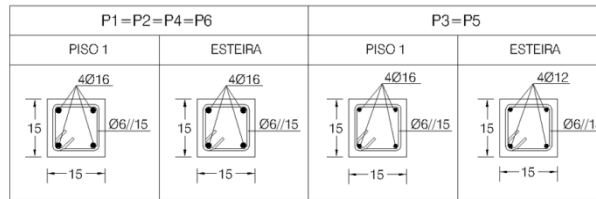
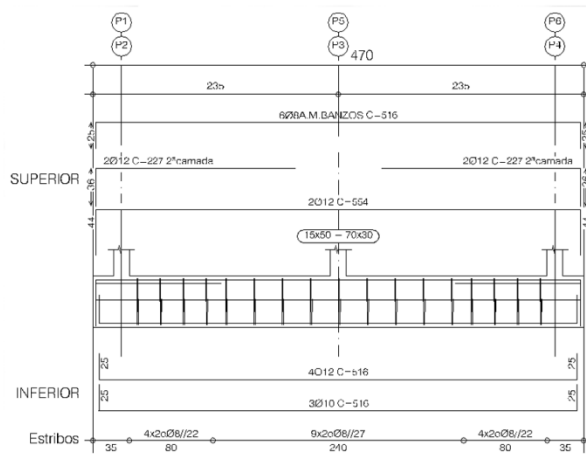
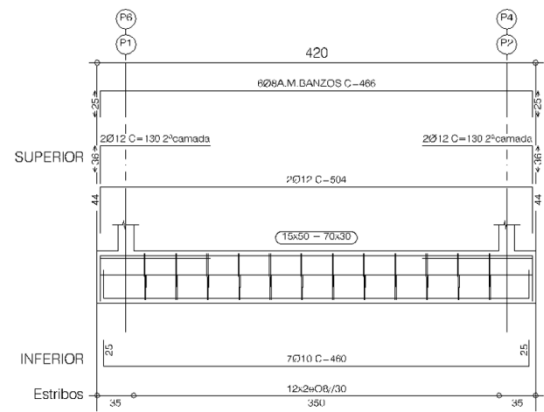


Figura A 3 - Quadro de pilares do Modelo 1.

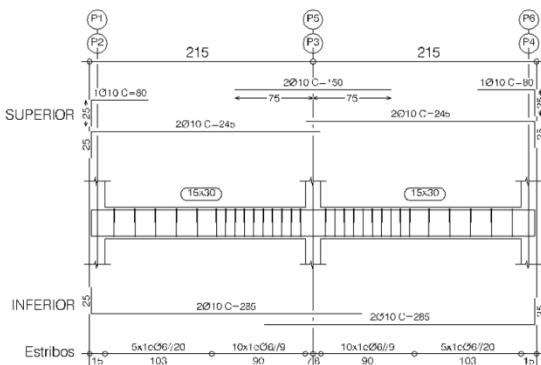
A.4 Pórticos dos Modelos 2 e 3



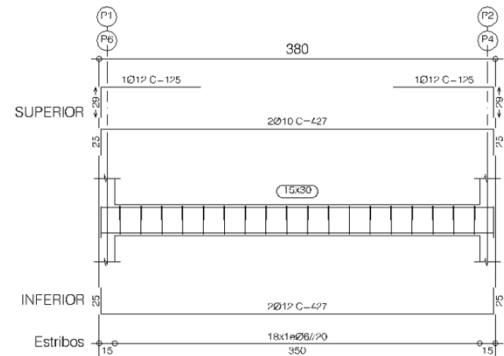
a) Pórticos 1 e 2 das Fundações.



b) Pórticos 3 e 4 das Fundações.

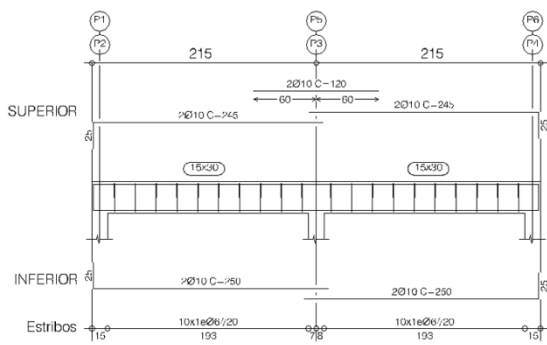


c) Pórticos 1 e 2 do Piso 1.

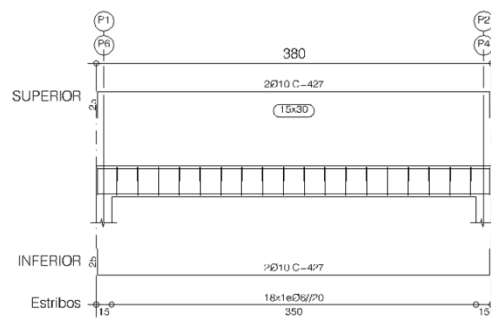


d) Pórticos 3 e 4 do Piso 1.

Figura A 4 - Pórticos dos Modelos 2 e 3.



e) Pórticos 1 e 2 da Esteira.



f) Pórticos 3 e 4 da Esteira.

Figura A 5 - Pórticos dos Modelo 2 e 3 (Continuação).

A.5 Laje maciça e quadro de pilares dos Modelos 2 e 3

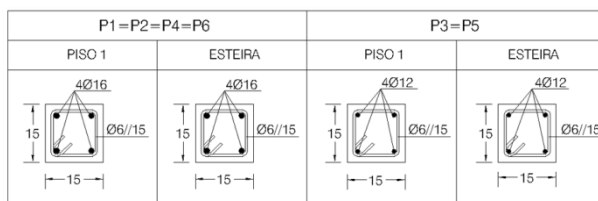


Figura A 6 - Quadro de pilares dos Modelos 2 e 3.

A.6 Laje maciça dos Modelos 1, 2 e 3

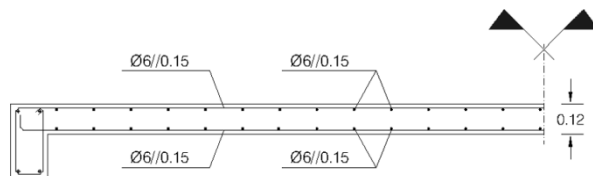


Figura A 7 - Laje maciça dos Modelos 1, 2 e 3.

Anexo B Avaliação experimental do comportamento dos painéis de alvenaria para fora do plano quando sujeitos a dano prévio no plano

B.1 Painel Wall_JAR_01

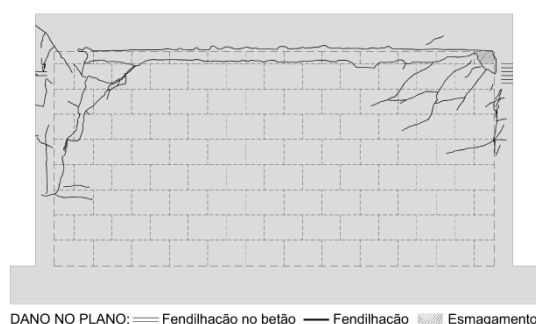
O painel Wall_JAR_01 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_JAR_01, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de novas variáveis resultantes da solução construtiva adoptada. Assim sendo, as variáveis de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis são o reboco e a armadura aplicada nas juntas de assentamento das unidades de alvenaria.

B.1.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_JAR_01 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 2. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; e o *drift* final de 2.50%. Apesar de, por problemas técnicos, não ter sido a carga prevista pelo esquema de ensaio, permitiu testar o painel para uma situação extrema de acção horizontal e assim conhecer o seu comportamento neste cenário.

B.1.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura B 1 a síntese do dano observado através do mapa de fendilhação e da imagem do painel após o ensaio.



a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

Figura B 1 - Padrão de fendilhação do painel Wall_JAR_01.

Pode constatar-se no pano de alvenaria que a montante do sentido de aplicação da carga, isto é, no canto superior direito, se desenvolveu um conjunto de fendas com destacamento do reboco que evidenciam o esmagamento dessa área, motivado pela componente diagonal da

força aplicada no painel. Pelo empolamento manifestado no reboco, é de admitir que o interface lateral direito sofreu esmagamento por compressão, enquanto no interface superior ocorreu um colapso generalizado devido ao deslocamento da viga superior não ter sido acompanhado pelo pano de alvenaria, o que originou o desenvolvimento de forças de corte que destruíram a respectivas ligações. No canto superior esquerdo do painel registou-se o desenvolvimento de uma fenda de grande espessura, devida provavelmente a esforços de tração, que progrediu ao longo do interface lateral esquerdo até à base do pilar, levando a crer que neste lado do painel a fendilhação do interface, não progrediu como esperado, isto é, verticalmente. A meia altura, talvez pela existência da armadura de junta, a fenda inflectiu para o interior do painel até encontrar a fenda horizontal relativa ao interface superior.

No pórtico de betão armado foi possível observar diversa fendilhação na zona superior do pilar esquerdo e o completo colapso da ligação da viga superior com o pilar direito, deixando antever a ocorrência de fenómenos relacionados com o conceito de pilar curto.

Na Figura B 2 mostram-se alguns dos fenómenos de fendilhação ocorridos, evidenciando-se a fenda desenvolvida no canto superior esquerdo que progrediu no sentido descendente ao longo do interface lateral, assim como, a rotura do interface superior e o esmagamento do painel no canto superior direito.



a) Canto superior esquerdo.

b) Interface do lateral esquerdo.

c) Canto superior direito.

Figura B 2 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_01.

O comportamento do painel até à conclusão do ensaio pode ser descrito em três fases, as quais correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 133 *kN* e 170 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.06%. No sentido negativo os níveis sucederam para cargas de 85 *kN* e 131 *kN*, correspondendo respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.09%. Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura B 3, onde por motivos relacionados com a escala de representação a mesma só é apresentada até ao deslocamento de 15 *mm*, embora o ensaio tenha decorrido até ao deslocamento de 42.9 *mm*, e pela evolução dos deslocamentos localizados, cujos valores mais significativas são apresentados na Figura B 4, pode o comportamento do painel ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, apresentando o painel um comportamento não linear. Esta fase está associada aos seguintes acontecimentos: ao esmagamento por compressão diagonal do painel; à quebra das ligações do interface; e ao início da fendilhação no pórtico de betão armado nas zonas de ligação dos pilares às

vigas. Nesta fase é atingido o máximo de resistência do painel, para valores de carga de 170 kN no sentido positivo do ensaio e de 131 kN no sentido negativo, correspondendo, respectivamente, a drifts de 0.06% e 0.09%;

- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, só ocorre no sentido positivo de aplicação de carga, e apresenta um desenvolvimento inicial em patamar, que ocorre entre os drifts de 0.08% e 0.20%, para uma carga que varia entre 170 kN e 168 kN, seguido de uma perda gradual de resistência, correspondente ao troço final do diagrama até ao limite de deslocamento imposto.

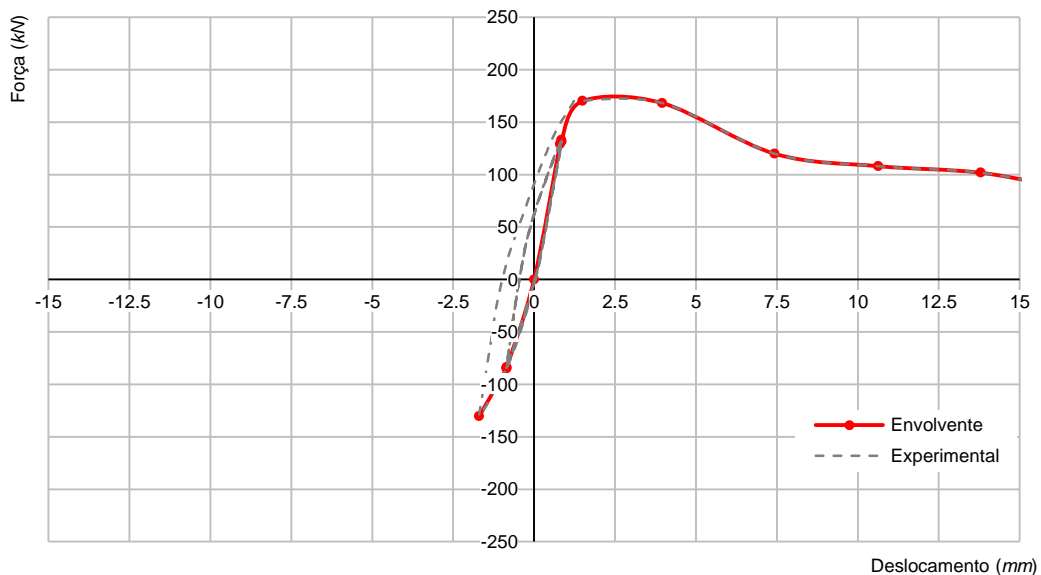
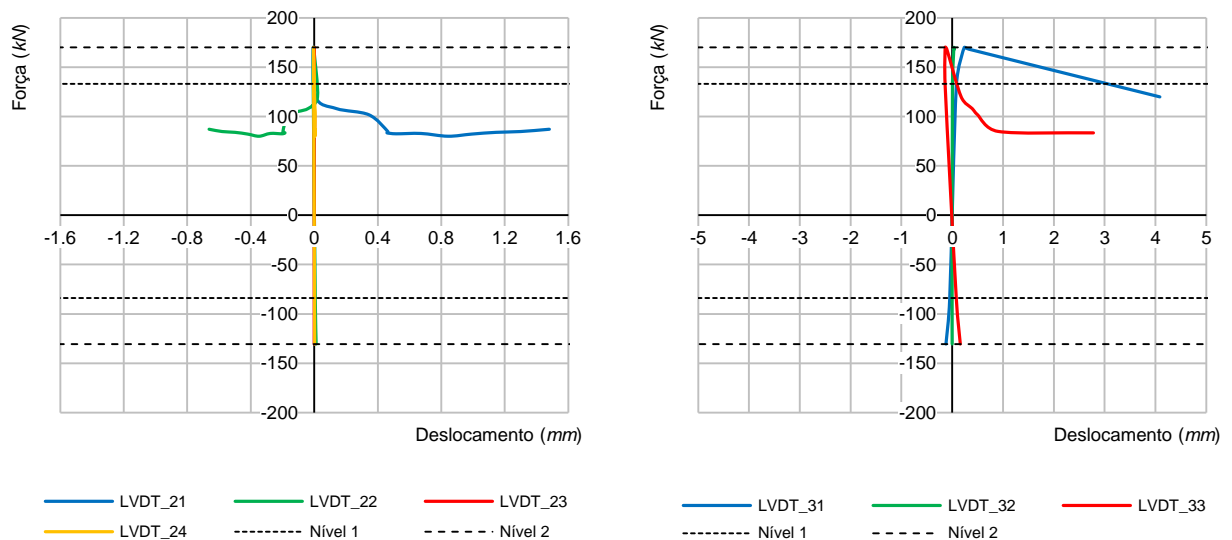


Figura B 3 - Curva de capacidade experimental e envoltório do sistema estrutural do painel Wall_JAR_01.



a) Canto inferior esquerdo.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura B 4 - Comportamento localizado do painel Wall_JAR_01.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente

apresentado. Na Figura B 4 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto inferior esquerdo do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel. Os gráficos relativos ao canto superior esquerdo (LVDT_15, LVDT_16, LVDT_17 e LVDT_18) não apresentaram qualquer deslocamento, devido aos dispositivos de aquisição de deslocamento terem sido instalados num local onde não existiu qualquer movimento relativo entre a alvenaria e o pórtico. No canto superior direito (LVDT_07, LVDT_08, LVDT_09 e LVDT_10) os dispositivos de aquisição de deslocamento até próximo da carga máxima não registaram movimento significativo, sendo constatados posteriormente deslocamentos, mas sem significado em termos de ensaio, devido ao destacamento sofrido pelo reboco que provocou a queda dos dispositivos de leitura. Por não terem sido constatados deslocamentos não são apresentados os gráficos relativos ao canto inferior direito (LVDT_01, LVDT_02, LVDT_03 e LVDT_04). Por fim importa referir, que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

No gráfico da Figura B 4 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos da interface inferior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (LVDT_21), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (LVDT_22), no esmagamento da ligação entre a viga inferior e a alvenaria (LVDT_24) e no escorregamento entre a viga inferior e a alvenaria (LVDT_23). Pela análise dos referidos gráficos verifica-se que o interface entre a viga inferior e a alvenaria não apresenta qualquer tipo de deslocamentos nas duas direcções de leitura consideradas, contudo o interface entre o pilar e a alvenaria, a partir da carga máxima manifesta a existência de um escorregamento descendente com valores próximos de 0.8 mm, assim como, se inicia o destacamento da ligação entre o pilar e a alvenaria atingindo um deslocamento máximo de cerca de 1.4 mm para o *drift* máximo do ensaio.

No gráfico da Figura B 4 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. Regista-se a ausência de deslocamento no sentido vertical do painel (LVDT_32), assim como, na direcção diagonal entre os cantos superior direito e inferior esquerdo (LVDT_33), que apesar de apresentar registo de dados, estes não têm significado em termos de ensaio, devido ao destacamento sofrido pelo reboco que provocou a queda dos dispositivos de leitura. Contudo, na direcção simétrica a esta última (LVDT_33), a partir da carga de pico manifesta-se a existência de um deslocamento crescente que atinge um valor de cerca de 4.0 mm para o *drift* máximo do ensaio.

A Tabela B 1 apresenta, por procedimento, os resultados obtidos do ensaio no plano, que para cada nível de deslocamento consta de três ciclos de carga e descarga. Na tabela estão representados para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela B 1 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_JAR_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	133.0	84.5	0.85	0.85	0.043	0.043
2	87.1	130.5	42.92	1.70	2.146	0.085

B.1.1.2 Análise e discussão de resultados

Quando comparados os resultados obtidos no mesmo sentido de aplicação de carga nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento do valor da resistência máxima de 170 kN contra a resistência obtida na parede de referência cujo valor foi de 74 kN. O reboco e a armadura de junta contribuíram em cerca de 130% para o aumento da resistência.

Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os *drifts* que correspondem às cargas máximas, verifica-se que na Wall_JAR_01 o *drift* correspondente para essa carga foi de 0.06%, contra o valor de 0.30% da Wall_REF_01 o que indica que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Atendendo ao padrão de fendilhação observado, com evidência na rotura observada na cabeça do pilar e no esmagamento da alvenaria no canto superior direito, é de admitir que o padrão de fendilhação do painel no final do ensaio, possa ter tido um modo de rotura semelhante ao incluído na Categoria E3 dos modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45] (Ver Figura 3.9)

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano observado na zona superior dos pilares, onde se verificou o aparecimento de fendas de corte, tendo este processo evolutivo culminado com o colapso da cabeça do pilar, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, cujas causas resultam da interacção da alvenaria com o pórtico devidas à formação da escora diagonal, reflexo directo da rigidez no plano do pano de alvenaria, que muitas vezes não é tida em conta pela regulamentação que serve de base ao dimensionamento de estruturas de betão armado.

B.1.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_JAR_01 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores. A evolução da força ao longo do tempo encontra-se apresentada na Figura B 5.

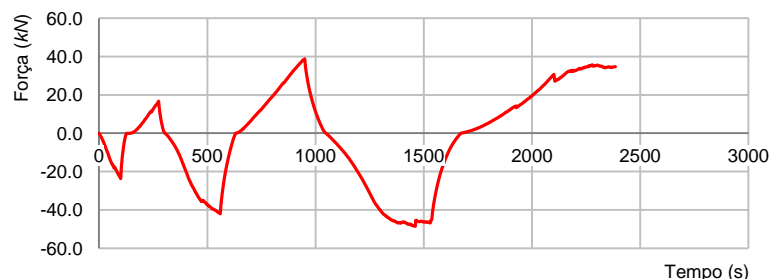


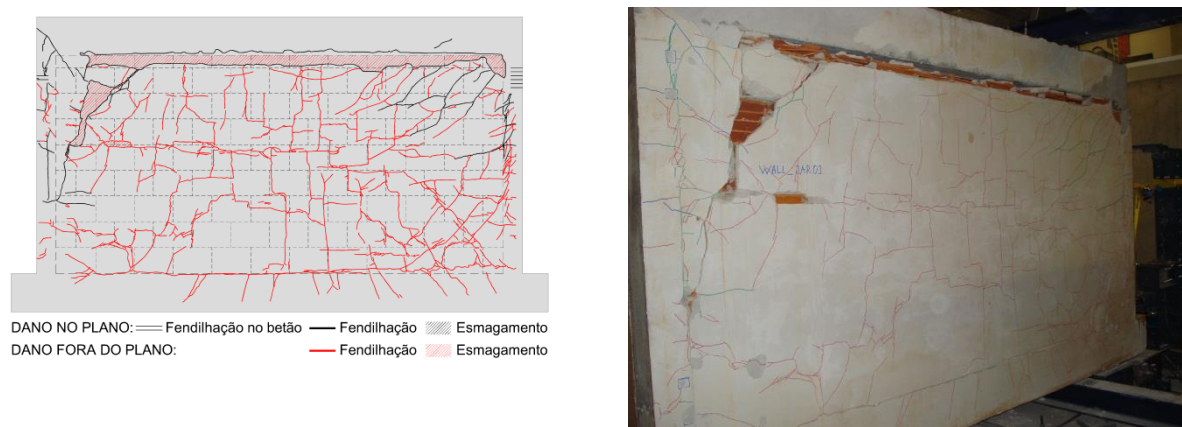
Figura B 5 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

A aplicação de carga foi realizada pela introdução, nos dois sentidos, de três níveis de deslocamento horizontal perpendicular ao plano da parede, através de um sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como se mostra na Figura 7.13. Foram considerados três níveis de deslocamentos alvo, consequência de serem expectáveis menores perdas, com os seguintes valores: 10 mm; 25 mm; e 50 mm, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.6%; 1.5%; e 3.0%.

B.1.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura B 6 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.

Não fosse o dano introduzido pelo ensaio no plano, o padrão de rotura apresentado seria um caso perfeito do padrão de rotura relativo a uma laje apoiada em quatro bordos sujeita a uma carga perpendicular ao seu plano. É possível evidenciar uma linha de fendilhação horizontal a meio vão a partir da qual progridem diagonais para cada um dos cantos do painel. Constata-se, também uma fendilhação generalizada de todos os interfaces.



a) Mapa de fendas.

b) Vista geral após ensaio.

Figura B 6 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

Na Figura B 7, obtida após a desmontagem do painel de actuação de cargas, pode observar-se o colapso parcial das unidades do canto superior esquerdo, o colapso total das unidades do canto superior direito, assim como, a fenda ocorrida na base da parede de alvenaria.



a) Sector esquerdo do painel.

b) Zona central.

c) Sector direito do painel.

Figura B 7 - Fendilhação observada no painel Wall_JAR_01.

Na Figura B 8 é apresentado o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao do ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Analisando o gráfico é possível evidenciar um comportamento aproximadamente linear no procedimento 1, onde para os sentidos positivo e negativo se obtiveram, respectivamente, os deslocamentos de 4.20 mm e 5.83 mm. No procedimento 2, no gráfico força *versus* deslocamento, verifica-se uma perda de rigidez face ao procedimento anterior. Os deslocamentos obtidos foram de 18.07 mm e 19.86 mm, respectivamente para os sentidos positivo e negativo. Foram atingidas cargas de 38.8 kN e 42.0 kN, respectivamente nos sentidos positivo e negativo, tendo sido obtida para o quadrante positivo a carga máxima. No procedimento final, constata-se para o sentido positivo um desenvolvimento muito próximo do patamar, embora com diminuição da capacidade resistente do painel, até à aplicação do deslocamento final. No sentido negativo verifica-se ainda uma evolução da capacidade resistente do painel, mas com uma perda de rigidez acentuada. Após ter sido atingida a carga máxima no valor de 48.6 kN, verifica-se um desenvolvimento muito próximo do patamar, com diminuição da capacidade resistente do painel, até à aplicação do deslocamento final.

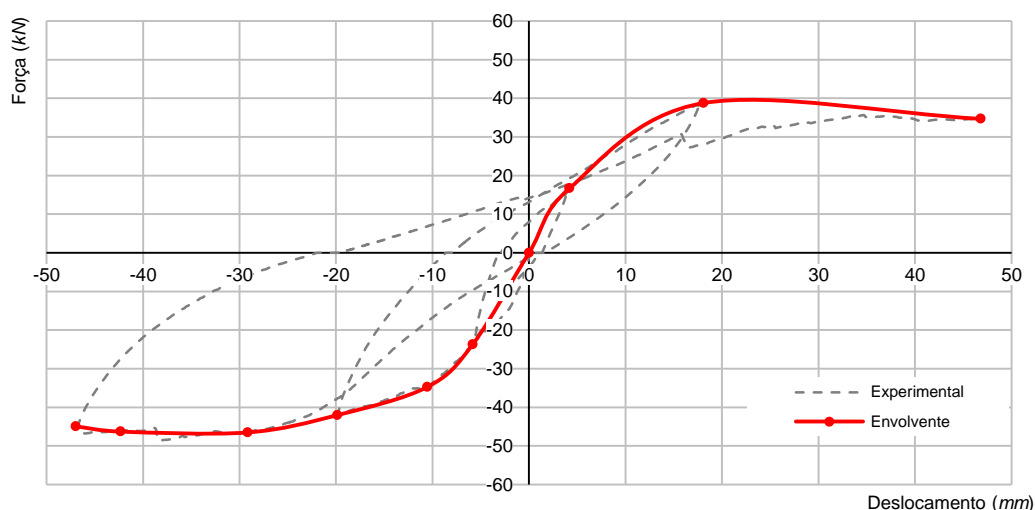


Figura B 8 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

Na Tabela B 2 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 mm, 25 mm, e 50 mm respectivamente para os procedimentos 1, 2 e 3. Ao contrário do sucedido nos ensaios efectuados com os *airbags*, verifica-se proximidade entre os valores dos níveis de deslocamento impostos e os efectivamente atingidos, demonstrando este sistema de aplicação de carga maior fiabilidade.

Tabela B 2 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	16.7	23.7	10.0	4.20	5.83	0.25	0.34
2	38.8	42.0	25.0	18.07	19.86	1.06	1.17
3	34.7	45.0	50.0	46.80	46.95	2.75	2.76

B.1.2.2 Análise e discussão de resultados

O ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, manifestado pelas ocorrências seguintes: esmagamento no canto superior direito; esmagamento por compressão do interface lateral direito; colapso generalizado do interface superior; e desenvolvimento no canto superior esquerdo de uma fenda de grande espessura, que progrediu ao longo do interface lateral esquerdo até à base do pilar, assim como, pela diversa fendilhação na zona superior do pilar esquerdo e o completo colapso da ligação da viga superior com o pilar direito. Assim, é expectável que o bordo inferior tenha condições de restringir os deslocamentos horizontais e verticais, enquanto os bordos laterais e superior, devido ao dano apresentado nos interfaces de ligação, não tenham capacidade de restringir a totalidade dos deslocamentos, mas sim uma determinada percentagem função da rigidez da respectiva ligação, o que no presente caso dada a presença da armadura de junta essa capacidade poderá não ter sido comprometida.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados, para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura B 9, Figura B 10 e Figura B 11).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura B 12, Figura B 13, Figura B 14 e Figura B 15).

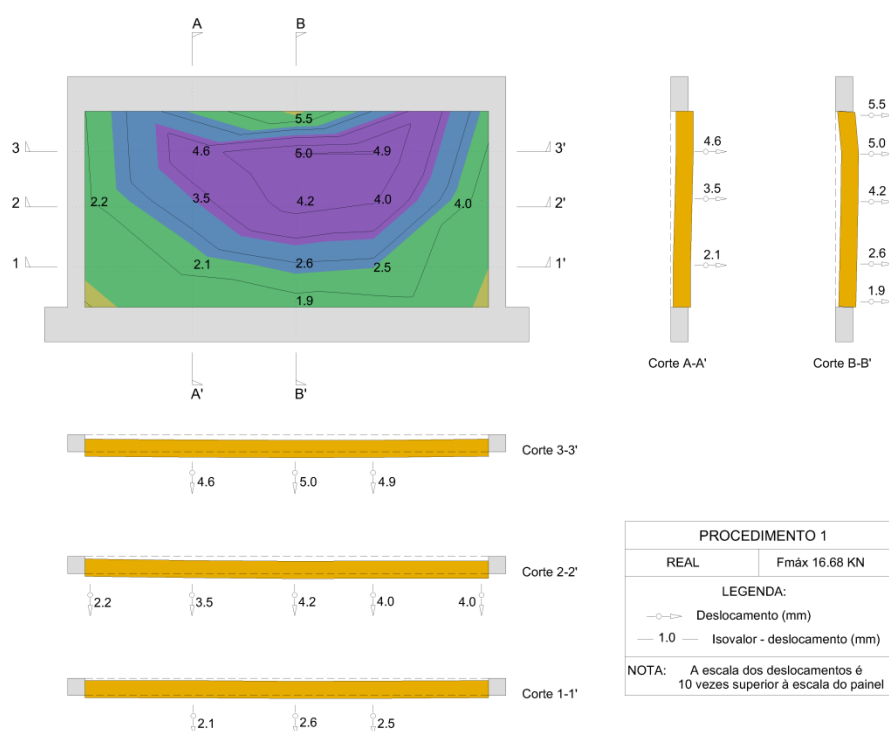


Figura B 9 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

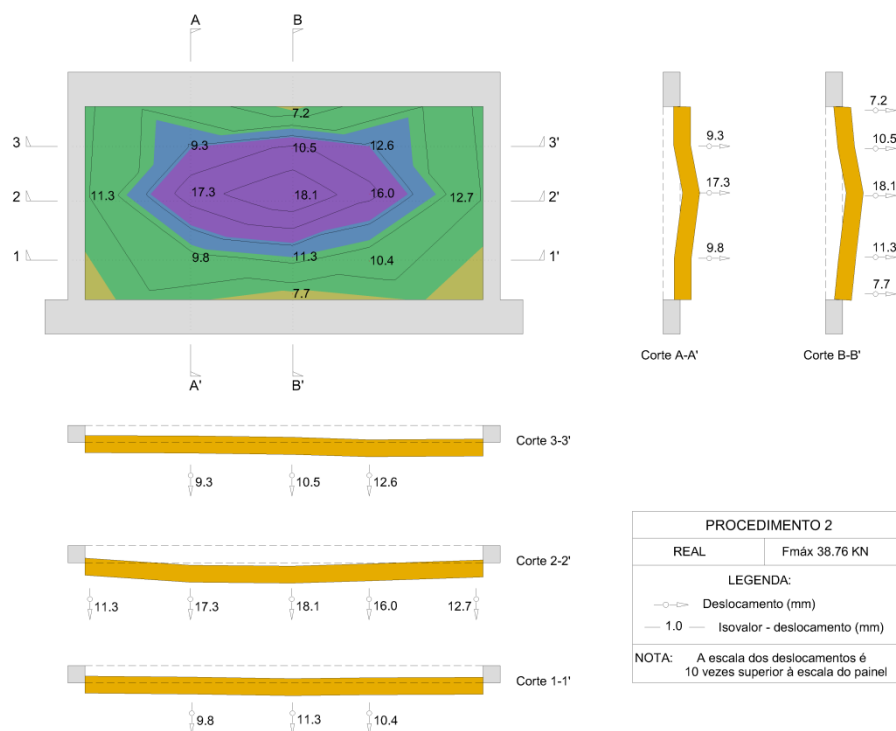


Figura B 10 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

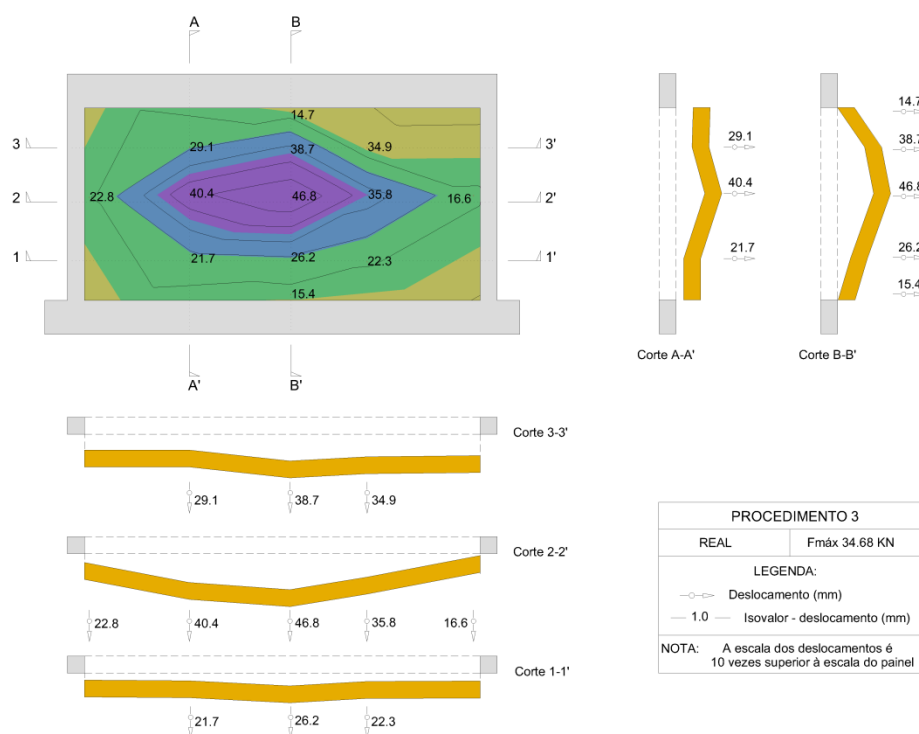


Figura B 11 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_JAR_01.

Pela análise do gráfico da Figura B 12, constata-se que de uma forma geral os interfaces apresentam a mesma gama de deslocamentos, sendo a restrição de deslocamento realizada de uma forma mais ou menos uniforme em função da rigidez. A ligação da alvenaria à viga inferior (*LVDT_13*) é a que melhor comportamento apresenta face à mobilização de apoio. No sentido negativo de aplicação da carga só se verifica uma perda de rigidez a partir do procedimento 2, enquanto no sentido positivo já existe uma pequena diminuição de rigidez nesse mesmo procedimento. Constata-se também, um ganho de rigidez na ligação da alvenaria à viga superior (*LVDT_01*) na fase final do ensaio, que poderá estar relacionado com o desenvolvimento do efeito de arco. Pelas razões apontadas tudo leva a crer estarmos perante uma estrutura com comportamento semelhante a uma laje apoiada em quatro bordos.

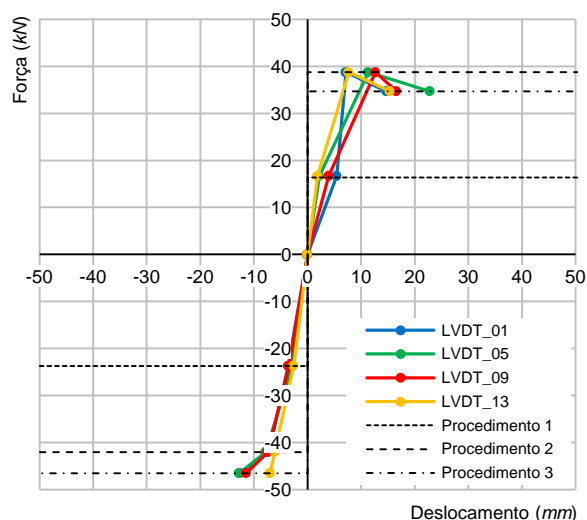
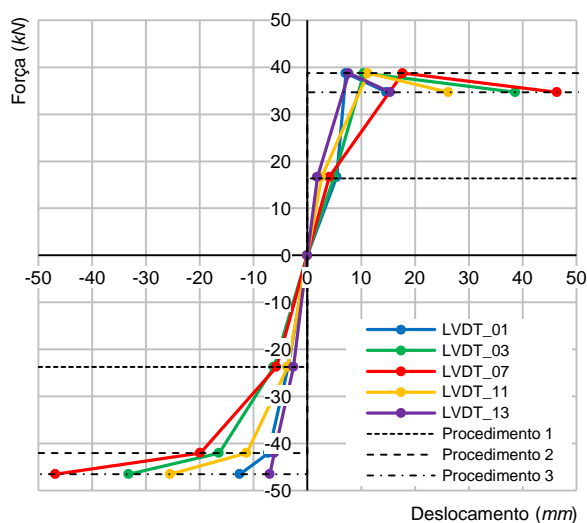


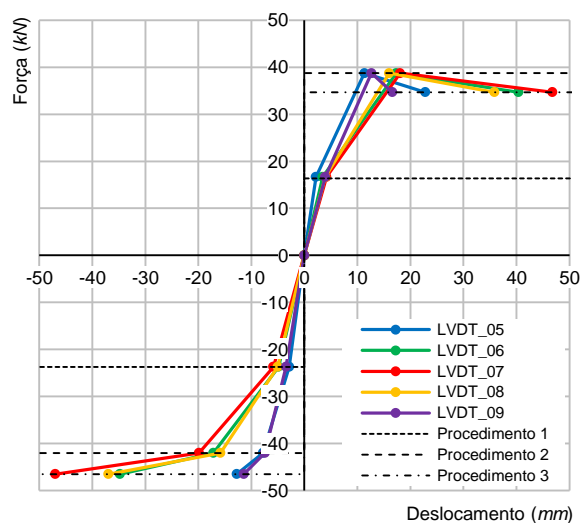
Figura B 12 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

Pela análise dos gráficos da Figura B 13, onde se pode constatar a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir que na direcção horizontal, correspondendo ao “*Alinhamento 5-9*”, se verifica que as diferentes posições de aquisição de deslocamento, apresentam andamentos quase sobrepostos, até ao procedimento 1. O procedimento 2 é caracterizado por uma perda de rigidez em relação ao procedimento anterior traduzido por um maior deslocamento das diversas posições, sendo possível verificar um menor movimento dos bordos laterais (*LVDT_05* e *LVDT_09*) face à zona central (*LVDT_07*), apresentando os dois pontos intermédios (*LVDT_06* e *LVDT_08*) deslocamentos ligeiramente inferiores aos obtidos para a posição 7. No procedimento 3 é observada situação semelhante, mas caracterizada por uma perda de rigidez mais acentuada. Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, verifica-se de uma forma geral o ocorrido para a direcção horizontal, isto é, a posição central (*LVDT_07*) é a que apresenta maior deslocamento, seguida das posições intermédias (*LVDT_03* e *LVDT_11*), sendo os menores valores, os referentes aos apoios superior (*LVDT_01*) e inferior (*LVDT_13*). No procedimento 1 a posição relativa de deslocamentos não apresenta na íntegra o escalonamento indicado, fruto de uma eventual redistribuição de rigidez resultante do ensaio no plano. Contudo, nos procedimentos 2 e 3 já é visível esse escalonamento, apresentando também estes procedimentos, na mesma linha do sucedido para a direcção horizontal, uma perda de rigidez, que se acentuou no procedimento final. Um aspecto importante observado neste alinhamento, e já referido anteriormente, é o facto de ter sido observado um ganho de rigidez na ligação da alvenaria à viga superior (*LVDT_01*) entre o

procedimento 1 e 2, traduzido pela verticalidade do segmento de recta da função força *versus* deslocamento, que poderá estar relacionado com desenvolvimento do efeito de arco nesta fase do ensaio. Este comportamento parece ser corroborado pela análise dos gráficos da Figura B 14 e Figura B 15.

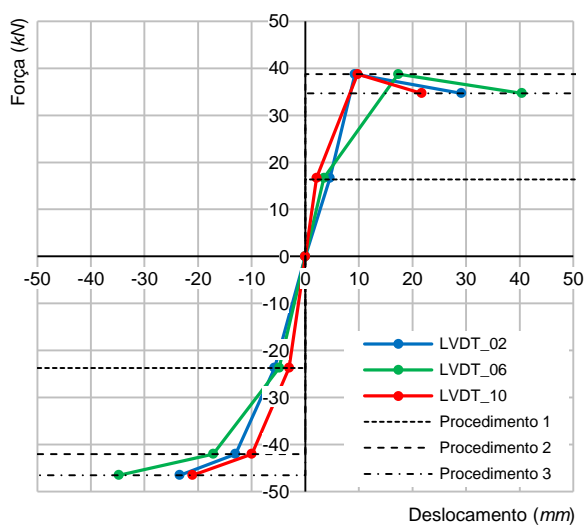


a) Alinhamento 1-13.

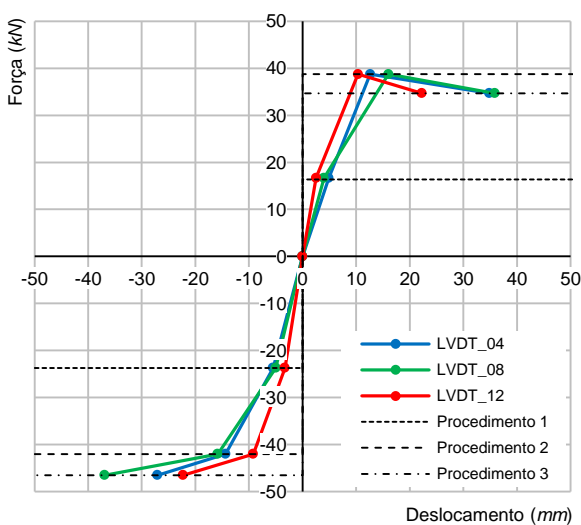


b) Alinhamento 5-9.

Figura B 13 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.



a) Alinhamento 2-10.



b) Alinhamento 4-12.

Figura B 14 - Evolução da rigidez na direcção vertical.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura B 9, Figura B 10 e Figura B 11), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, verifica-se uma perda acentuada de rigidez nas ligações da alvenaria à estrutura envolvente, significando um grande comprometimento na capacidade de mobilização de apoio, assim como, a evolução dos deslocamentos nas duas direcções principais deixa antever uma deformada característica de uma laje apoiada em quatro bordos, os quais apresentam capacidades distintas de restringir o deslocamento horizontal, função da rigidez encontrada para cada um deles, sendo o bordo inferior no sentido negativo de aplicação

da carga e os bordos inferior e o superior no sentido positivo de aplicação da carga, aqueles que melhor manifestaram essa capacidade.

Por último, regista-se que o painel Wall_JAR_01, associado à manifestação de valores de deslocamento significativamente inferiores, apresentou um aumento da capacidade resistente face à parede de referência Wall_REF_01, que se cifrou em cerca de 280%.

No ensaio para fora do plano, os interfaces de ligação do painel Wall_JAR_01 apresentaram, apesar de ligeiro, melhor comportamento face ao painel em estudo, facto que não será alheio ao método de aplicação de carga usado no primeiro. O recurso a um ensaio quase monotónico, com apenas dois ciclos de carga e descarga, mas de pequeno deslocamento, não foi o suficiente para que a alternância carga *versus* descarga, traduzida nos bordos laterais em tracção *versus* esmagamento e no bordo superior pelo corte alternando nos dois sentidos, pudessem ter desgastado as ligações como possivelmente terá ocorrido no ensaio do painel Wall_JAR_02, que devido ao maior numero de ciclos e conseqüentemente de alternâncias, esse desgaste terá sido mais eficaz, com conseqüências no comportamento final. Contudo a capacidade resistente do painel Wall_JAR_02 foi superior à do painel Wall_JAR_01, o que leva a crer que o dano na alvenaria terá certamente maior capacidade de influenciar a resistência final painel do que o estado das ligações entre a alvenaria e a estrutura envolvente.

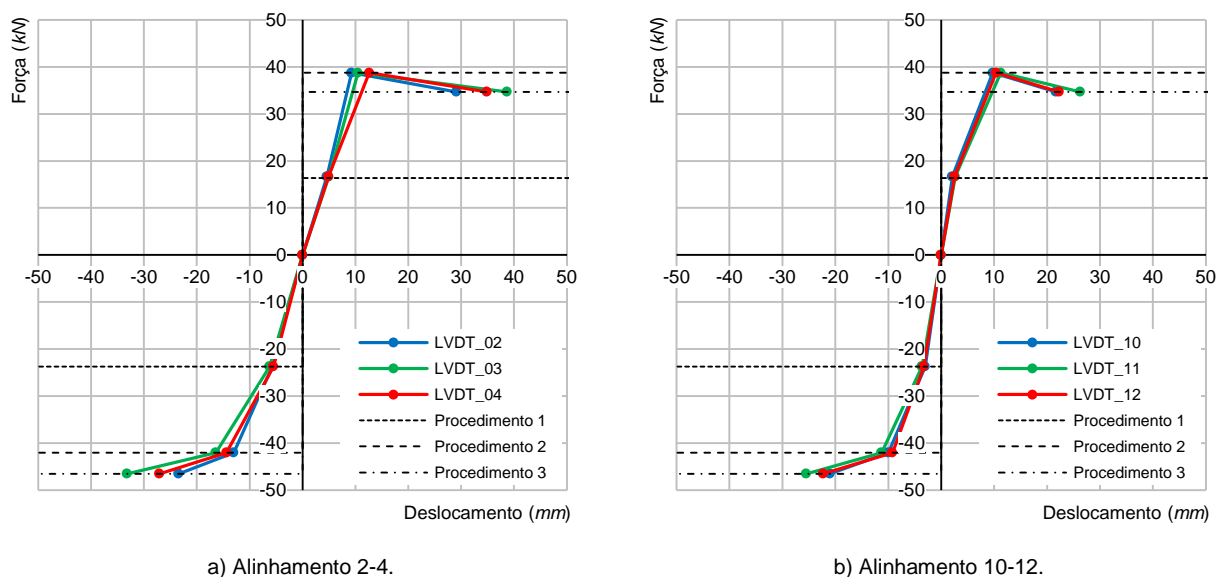


Figura B 15 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

B.2 Painel Wall_RAR_01

O painel Wall_RAR_01 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_RAR_01, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de novas variáveis resultantes da solução construtiva adoptada. Assim sendo, as variáveis de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis são o reboco e a armadura integrante.

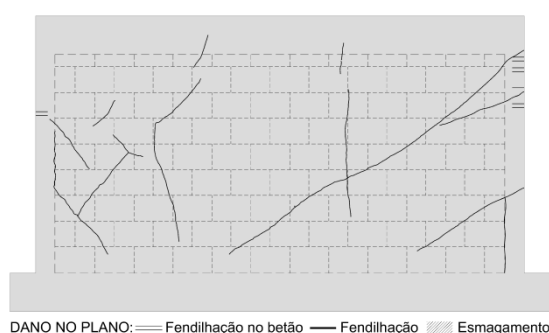
B.2.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_RAR_01 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 1. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; 0.50%; 0.60%; 0.70%; e 0.80%.

B.2.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização ensaio do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura B 16 a síntese do dano observado através do mapa de fendilhação e da imagem do painel após o ensaio.

Pode constatar-se no pano de alvenaria a evidência de um alinhamento de fenda diagonal a partir do canto superior direito para a viga de base. No canto superior esquerdo existe o prenúncio de alguns alinhamentos de fendas diagonais. Não é detectável fendilhação generalizada nas zonas de interface superior e lateral, à excepção de uma pequena fendilhação na base do pilar direito e entre dois alinhamentos diagonais na adjacência do pilar esquerdo. No pórtico de betão armado foi possível observar alguma fendilhação no pilar direito e a rotura por corte da ligação da viga superior com o pilar direito, deixando antever a ocorrência de fenómenos relacionados com o conceito de pilar curto.



a) Mapa de fendas.



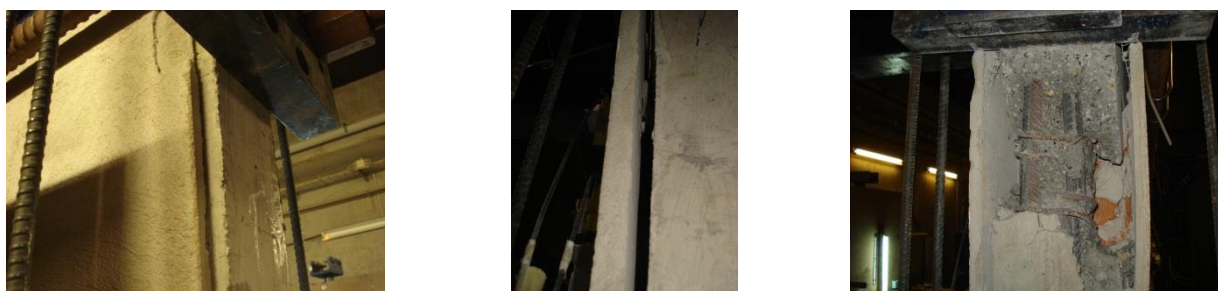
b) Vista geral após ensaio.

Figura B 16 - Padrão de fendilhação do painel Wall_RAR_01.

Na fase final do ensaio o reboco armado ficou completamente desligado do suporte, tendo sido rompidas todas as ligações que tinham sido realizadas por intermédio da argamassa. As fixações mecânicas entre o reboco e o betão armado romperam, ficando o conjunto reduzido a três elementos com funcionamento independente: um pórtico de betão armado com a alvenaria de preenchimento (situação similar à Wall_REF_01); e um pano de reboco armado, em cada uma das faces da parede. Esta situação terá certamente a sua justificação no processo construtivo adoptado. A parede Wall_RAR_01 consta de uma solução de reboco armado aplicado sobre o pano de alvenaria e elementos de betão armado, onde a armadura é unicamente fixada mecanicamente aos elementos de betão armado. Nas restantes zonas (no pano de alvenaria) a ligação do reboco é feita pela aderência da argamassa sobre a alvenaria

Importa referir um aspecto relevante na análise dos resultados referentes a esta parede, e que se prende com os locais onde foram colocados os dispositivos de aquisição de dados, os quais foram posicionados sobre o reboco armado. Esta medição é enganadora, pois o referido posicionamento, nomeadamente nas zonas de interface, apenas efectuou o registo do movimento do reboco, o qual é independente do movimento do conjunto pórtico e alvenaria de preenchimento. Contudo, o movimento global da estrutura não foi afectado por este condicionalismo, devido ao facto de se dispor de dispositivos de aquisição de dados e controlo estarem directamente ligados ao actuador ou aplicados no betão armado.

Na Figura B 17 mostram-se alguns dos fenómenos de fendilhação ocorridos, evidenciando-se o descolamento do reboco armado da alvenaria e do betão armado, a fendilhação no topo do pilar esquerdo, assim como, a rotura da ligação da viga com pilar.



a) Destacamento do reboco armado. b) Fendilhação da zona superior do pilar. c) Rotura da ligação da viga com pilar.

Figura B 17 - Fendilhação observada no painel Wall_RAR_01.

O comportamento do painel até à conclusão do ensaio pode ser descrito em três fases, as quais correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação da mesma. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 118 *kN* e 198 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.11% e 0.33%. No sentido negativo os níveis ocorreram para cargas de 91 *kN* e 183 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.10% e 0.22%. Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura B 18 e pela evolução dos deslocamentos localizados, cujos valores mais significativos são apresentados na Figura B 19, pode o comportamento do painel ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear. Esta fase está associada aos seguintes acontecimentos: à fendilhação diagonal do painel; à quebra das ligações entre o reboco armado e o conjunto constituído pelo pórtico e pela alvenaria; e ao início da fendilhação entre o pórtico de betão armado nas zonas de ligação dos pilares às vigas. Nesta fase é atingido o pico de resistência do painel, alcançado para valores de carga de 198 *kN* no sentido positivo do ensaio e de 183 *kN* no sentido negativo, correspondendo, respectivamente, aos *drifts* de 0.33% e 0.22%;
- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, apresenta uma perda gradual de resistência, correspondente ao troço final do diagrama, e está associada ao agravamento dos danos indicados na segunda fase, assim como, à rotura da ligação da viga com o pilar no canto superior direito.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenômenos localizados que definiram o comportamento anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura B 19 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto superior direito do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.

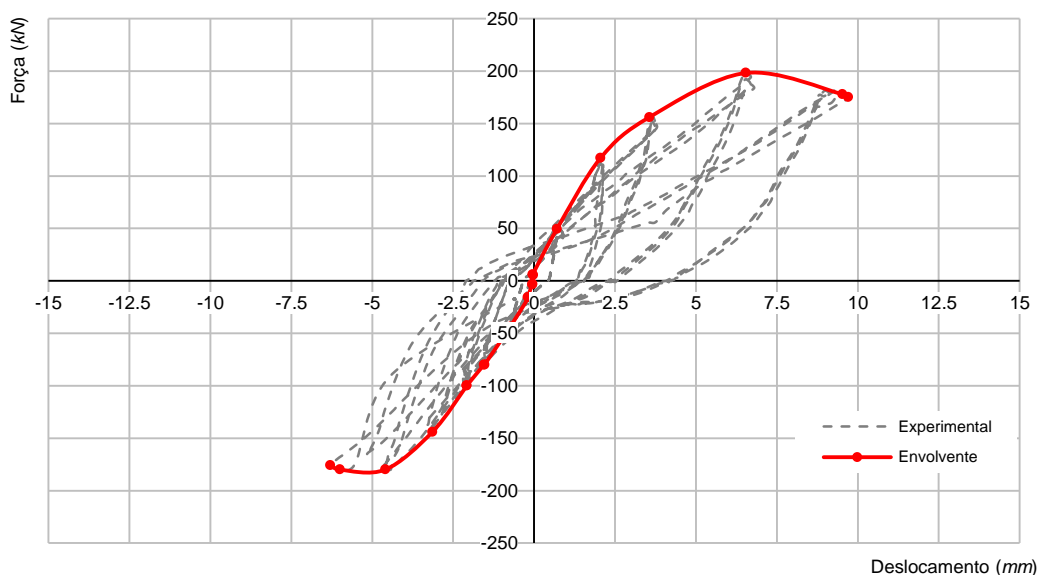
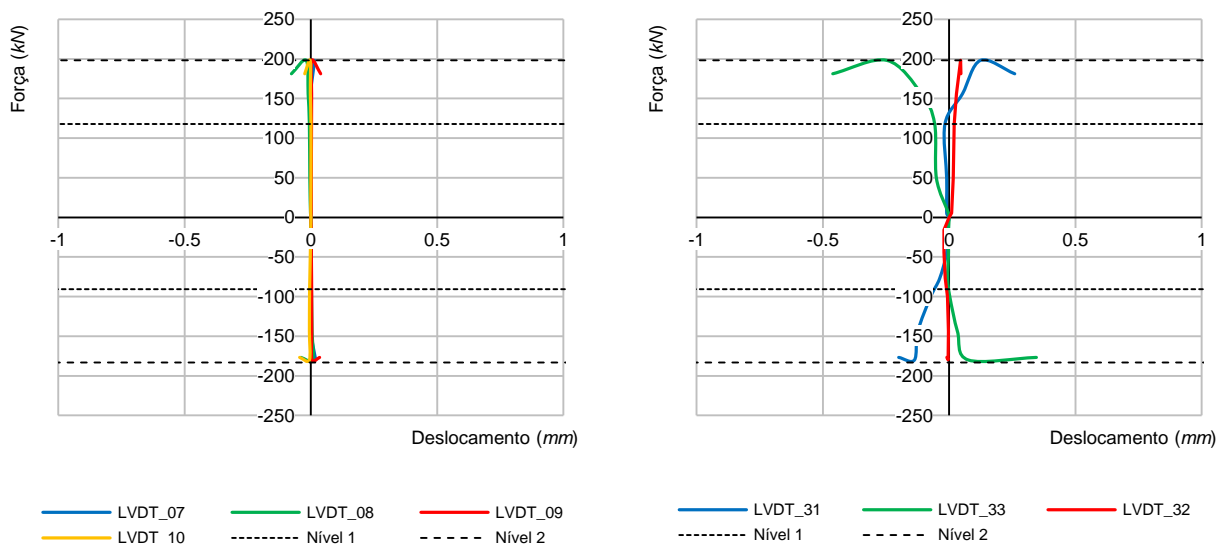


Figura B 18 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_RAR_01.



a) Canto superior direito.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura B 19 - Comportamento localizado do painel Wall_RAR_01.

No gráfico da Figura B 19 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos da interface superior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (LVDT_07), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (LVDT_08), no

esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_09) e no escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_10). Pela análise dos referidos gráficos verifica-se que os referidos interfaces têm deslocamentos insignificantes, facto esse que não estará alheio às razões atrás expostas acerca do posicionamento dos dispositivos de aquisição de deslocamentos, uma vez que terão só medido os deslocamentos no reboco.

No gráfico da Figura B 19 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. Apesar deste movimento poder estar algo camuflado pelo posicionamento dos dispositivos de aquisição de deslocamento, destaca-se o nível de deslocamento da alvenaria quando comparada com a do conjunto (deslocamento máximo de 0.4 mm contra os 9.5 mm do conjunto). A partir do primeiro nível o deslocamento da parede aumenta até à carga máxima, sendo expectável, para esse valor, o desenvolvimento da expressão final da fenda diagonal observada.

Por se tratar de uma repetição comportamental, com valores quantitativos da mesma grandeza, não são apresentados os gráficos do canto superior esquerdo. Por outro lado, por não terem sido constatados deslocamentos não são apresentados os gráficos relativamente aos cantos inferiores direito (LVDT_01, LVDT_02, LVDT_03 e LVDT_04) e esquerdo (LVDT_21, LVDT_22, LVDT_23 e LVDT_24). Por fim importa referir que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, nomeadamente as referentes aos deslocamentos horizontais na direcção do plano do painel localizadas nas bases de apoio, revelaram que a infraestrutura de ensaio apresentou movimentação não expectável, que parece ter condicionado o evoluir do ensaio, pela assimetria evidenciada pela curva de capacidade.

Na Tabela B 3 estão representados, para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela B 3 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_RAR_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	2.1	3.3	0.04	0.05	0.002	0.003
2	5.4	15.8	0.03	0.17	0.002	0.008
3	49.2	44.0	0.78	0.74	0.039	0.037
4	118.0	88.6	2.13	2.21	0.107	0.110
5	156.0	90.7	3.61	2.08	0.181	0.104
6	198.2	144.1	6.54	3.14	0.327	0.157
7	176.9	183.1	9.52	4.48	0.476	0.224

B.2.1.2 Análise e discussão de resultados

Quando comparados os resultados obtidos nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento de resistência máxima, atingindo no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 198 kN e 183 kN contra as resistências obtidas, para os sentidos correspondentes na parede de referência, cujos valores foram de 74 kN e 96 kN. O reboco armado contribuiu em média com cerca de 130% no aumento da resistência, pese embora alguns estrangimentos observados na solução adoptada, nomeadamente na aderência do reboco ao painel de alvenaria, tenham condicionado o ensaio.

Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os *drifts* que correspondem às cargas máximas em cada um dos sentidos, verifica-se que na Wall_RAR_01 estes ocorreram para valores de 0.33% e 0.22%, contra os valores de 0.30% e 0.51% da Wall_REF_01, o que indica que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Devido ao facto do reboco armado ter funcionado como um elemento estrutural autónomo o dano observado no reboco pode não ser o reflexo do dano existente no pano de alvenaria. Por este motivo, revela-se de extrema dificuldade o enquadramento do padrão de fendilhação, nos modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45]. Contudo, atendendo à fendilhação diagonal, à fendilhação do pilar esquerdo e à rotura da ligação da viga com o pilar no canto superior direito, é de admitir que o padrão de fendilhação do painel no final do ensaio possa ter tido um modo de rotura resultado da combinação dos modos de rotura incluídos nas Categorias C1 e E3 (Ver Figura 3.9).

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano observado na zona superior dos pilares, onde se verificou o aparecimento de fendas de corte, tendo este processo evolutivo culminado com o colapso da cabeça do pilar, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, cujas causas resultam da interacção da alvenaria com o pórtico, devidas à formação da escora diagonal, reflexo directo da rigidez no plano do pano de alvenaria.

B.2.2 Ensaio para fora do plano com *airbags*

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_RAR_01 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores. A aplicação de carga foi realizada pela introdução, nos dois sentidos, de quatro níveis de deslocamento horizontal perpendiculares ao plano da parede. Para ter em conta a deformabilidade dos *airbags* e as folgas na infraestrutura de ensaio, os deslocamentos alvo para cada nível de deslocamento foram os seguintes: 10 mm; 25 mm; 50 mm; e 100 mm, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.6%; 1.5%; 3.0%; e 6.0%. Na Figura B 20 encontra-se apresentada a evolução da força ao longo do tempo.

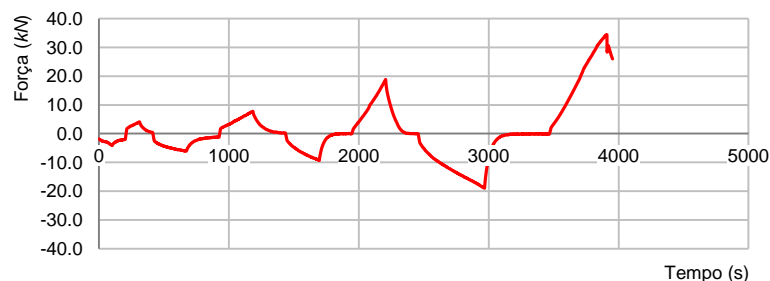


Figura B 20 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

B.2.2.1 Apresentação de resultados

O ensaio realizado não decorreu tal como o previsto devido ao facto de não ter sido possível, com o sistema de *airbags*, aplicar ao painel os deslocamentos previstos, tendo mesmo ocorrido o rompimento de um dos *airbags* no procedimento 4, que correspondia a um deslocamento de 100 mm. Não foi observada qualquer fendilhação no reboco. Contudo, não se exclui a possibilidade da sua eventual existência no pano de alvenaria, que por estar revestida pelo reboco armado não permitia a sua visualização.

As figuras seguintes (Figura B 21 e Figura B 22) apresentam o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao ponto médio do painel, o que corresponde à aquisição de dados na posição 7. Na Figura B 22 o referido gráfico é apresentado de forma ampliada para melhor compreensão, sendo indicados os níveis de carga atingidos para cada um dos procedimentos.

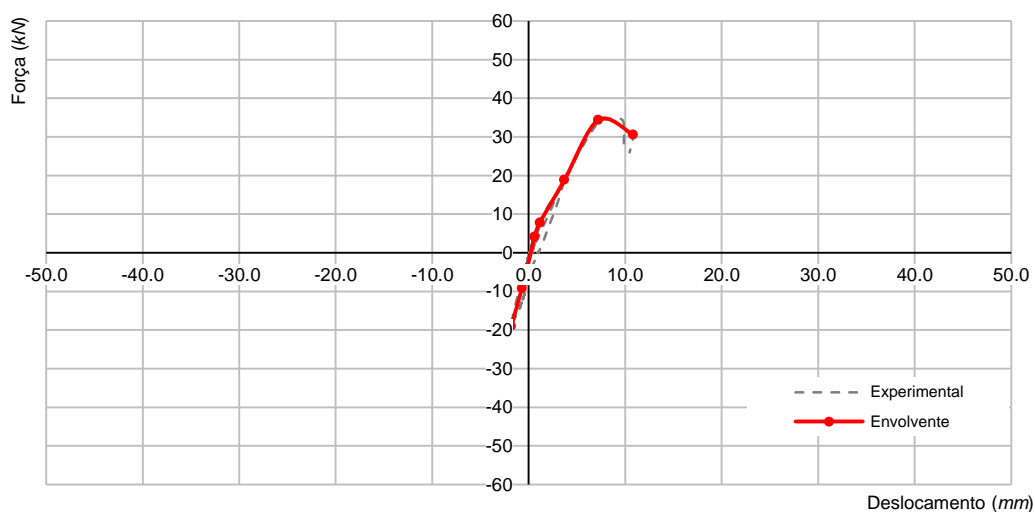


Figura B 21 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

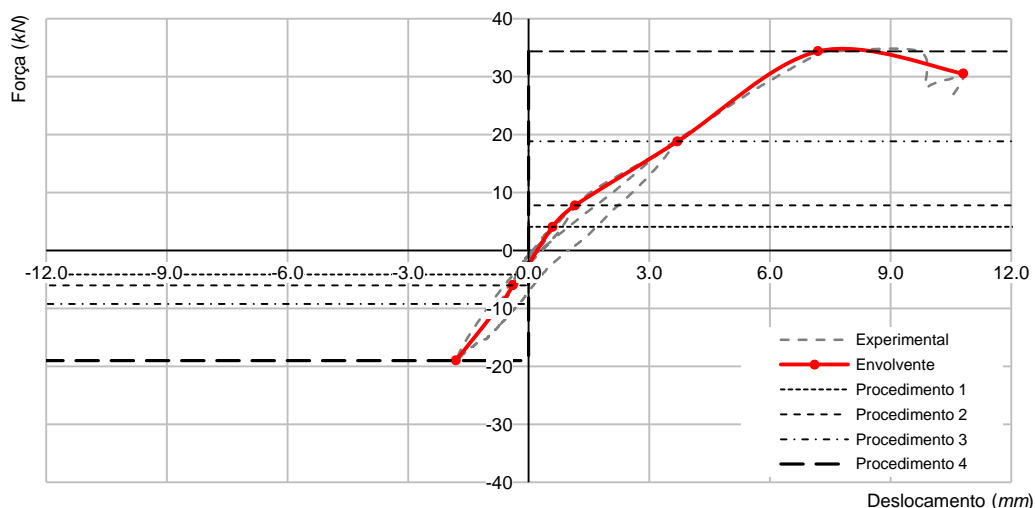


Figura B 22 - Diagrama ampliado da curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

Analisando o quadrante positivo do referido gráfico, uma vez que é aquele que mais dados dispõe, é possível evidenciar um comportamento linear nos procedimentos 1 e 2, onde para o sentido positivo se obtiveram, respectivamente, os deslocamentos de 0.59 *mm* e 1.15 *mm*. Com a anulação da força aplicada, constata-se a recuperação destes deslocamentos. No procedimento seguinte, no gráfico força *versus* deslocamento, verifica-se um andamento quase sobreposto ao do procedimento anterior, consequência da sua rigidez não ter sido alterada. No procedimento 3, constatou-se uma pequena perda de rigidez no painel, sendo o deslocamento só recuperado pela acção externa dos actuadores. No procedimento final foi atingida a carga máxima, que ocorreu para o valor de 34.4 *kN* à qual correspondeu um deslocamento de 7.20 *mm*, apresentando posteriormente o diagrama, um desenvolvimento com perda de resistência. A diminuição abrupta de rigidez verificada próxima da conclusão do ensaio, deveu-se à impossibilidade de transmissão de carga pelo rompimento de um dos *airbags*, tendo o ensaio sido interrompido. Contudo até esse procedimento, poderá ser considerado que o ensaio correu normalmente.

Na Tabela B 4 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 *mm*, 25 *mm*, 50 *mm* e 100 *mm* respectivamente para os procedimentos 1, 2, 3 e 4. Contudo, tal como aconteceu no ensaio da parede Wall_REF_01, devido às condicionantes do esquema de ensaio, nomeadamente à grande deformabilidade dos *airbags* e folgas no mecanismo, esses valores não foram atingidos.

Tabela B 4 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (<i>kN</i>)		DESLOCAMENTO (<i>mm</i>)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	4.08	4.13	10.0	0.59	0.16	0.04	0.01
2	7.77	6.02	25.0	1.15	0.39	0.07	0.02
3	18.83	9.32	50.0	3.70	0.70	0.22	0.04
4	25.99	18.98	100.0	10.45	1.81	0.62	0.11

B.2.2.2 Análise e discussão de resultados

Será agora efectuada a análise e discussão dos resultados, dentro dos condicionalismos abordados no ensaio para fora do plano da parede Wall_RAR_01, nomeadamente os relativos à exiguidade de espaço, após o ensaio, entre o painel e a estrutura de aplicação de carga, na face de aplicação de deslocamentos negativos, o que impedia a realização do mapa de fendas e a recolha fotográfica. Convém ter presente que neste ensaio, tal como o sucedido no ensaio no plano, a leitura dos deslocamentos foi feita no reboco e nesta fase, pelo dano introduzido no plano, o reboco armado e pórtico com a alvenaria de preenchimento podem ser consideradas estruturas independentes.

O ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, que se traduziu por fendilhação diagonal e por fendilhação e rotura, respectivamente, da cabeça dos pilares direito e esquerdo. Os interfaces de ligação, pela análise dos transdutores de deslocamento e observação visual, pelo menos ao nível do reboco armado, não teriam sofrido fendilhação, isto é, aparentemente estariam em condições de garantir a mobilização de apoio nos quatro bordos do pano de alvenaria.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados, para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura B 23, Figura B 24, Figura B 25 e Figura B 26).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura B 27, Figura B 28, Figura B 29 e Figura B 30).

Pela análise do gráfico da Figura B 27, constata-se que a ligação da alvenaria à viga inferior (LVDT_13) mantém a sua integridade até ao procedimento 2, perdendo posteriormente parte da sua capacidade de restringir o deslocamento, embora do conjunto das ligações, seja aquela que apresenta melhor capacidade de impedir o deslocamento, a avaliar pela maior inclinação das rectas apresentadas. O bordo superior (LVDT_01) será o que apresentará o interface mais danificado pelo facto dos diferentes segmentos de recta da função força *versus* deslocamento apresentarem as menores inclinações em cada um dos procedimentos. Nas restantes ligações (LVDT_05 e LVDT_09), pela análise da inclinação das rectas correspondentes aos respectivos interfaces, verifica-se que a capacidade de impedir os deslocamentos, se situa, qualitativamente numa zona intermédia entre o verificado para os bordos superior e inferior. Até ao procedimento 2 os bordos laterais têm um andamento semelhante, divergindo posteriormente, contra o expectável, facto que poderá estar relacionado com uma interacção com base no caso entre o reboco e a alvenaria, devido ao comportamento desligado destes dois componentes.

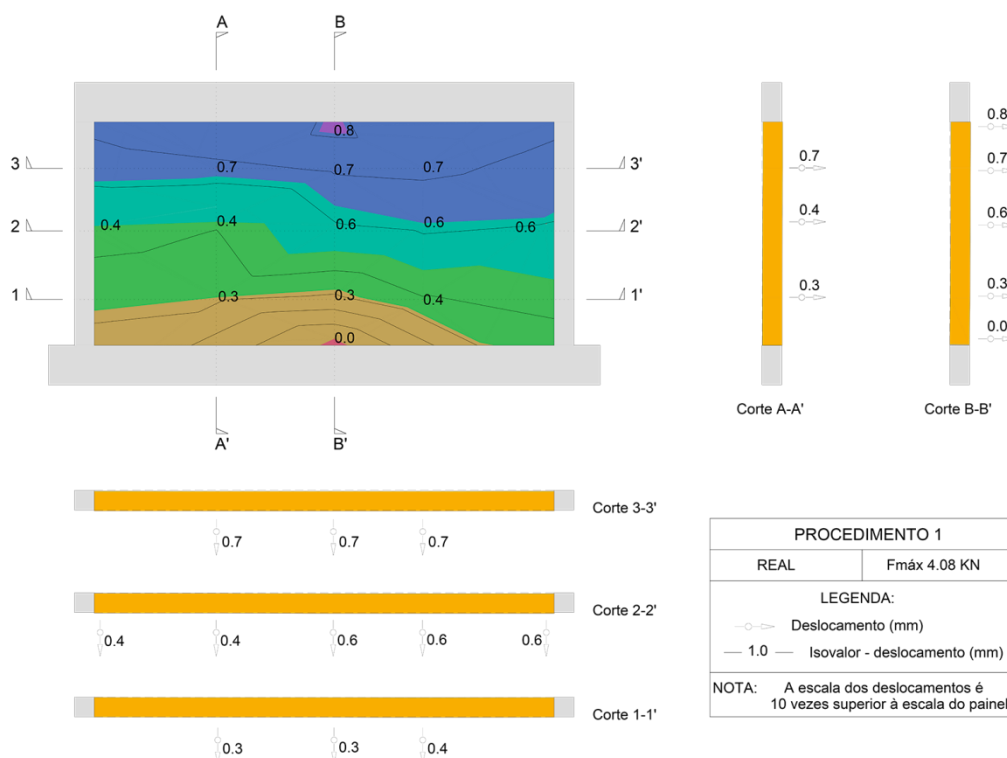


Figura B 23 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

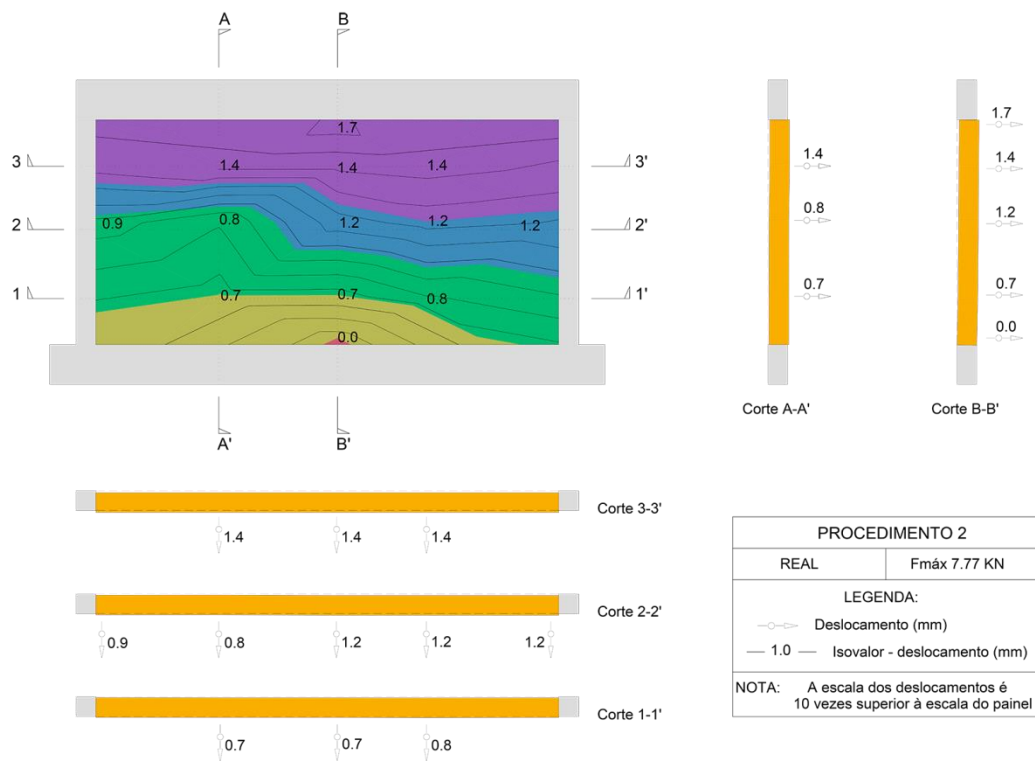


Figura B 24 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

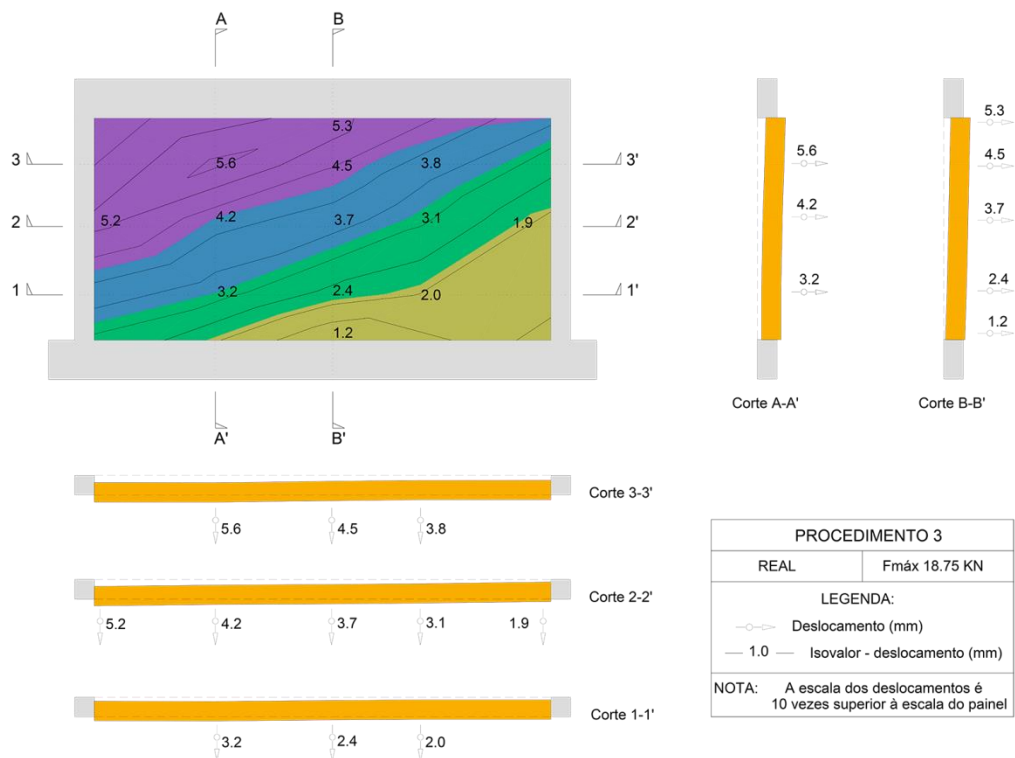


Figura B 25 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

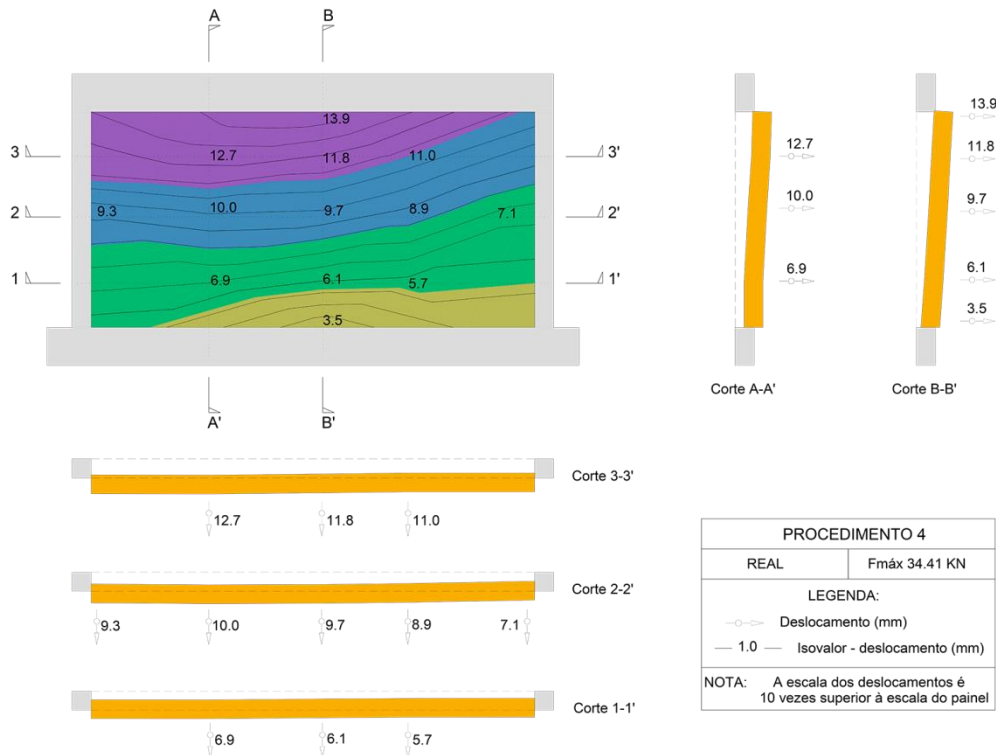


Figura B 26 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 4. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

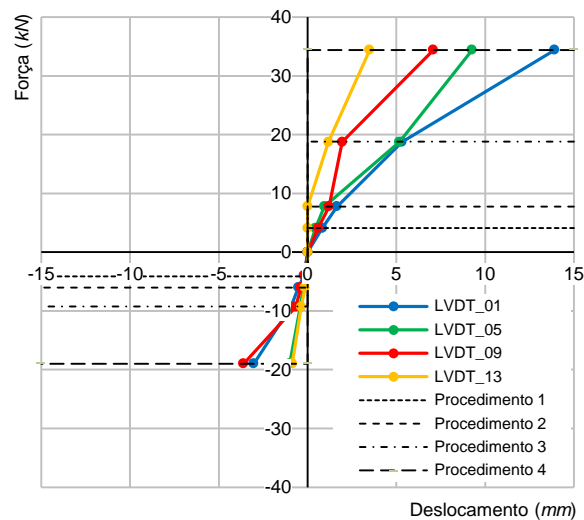
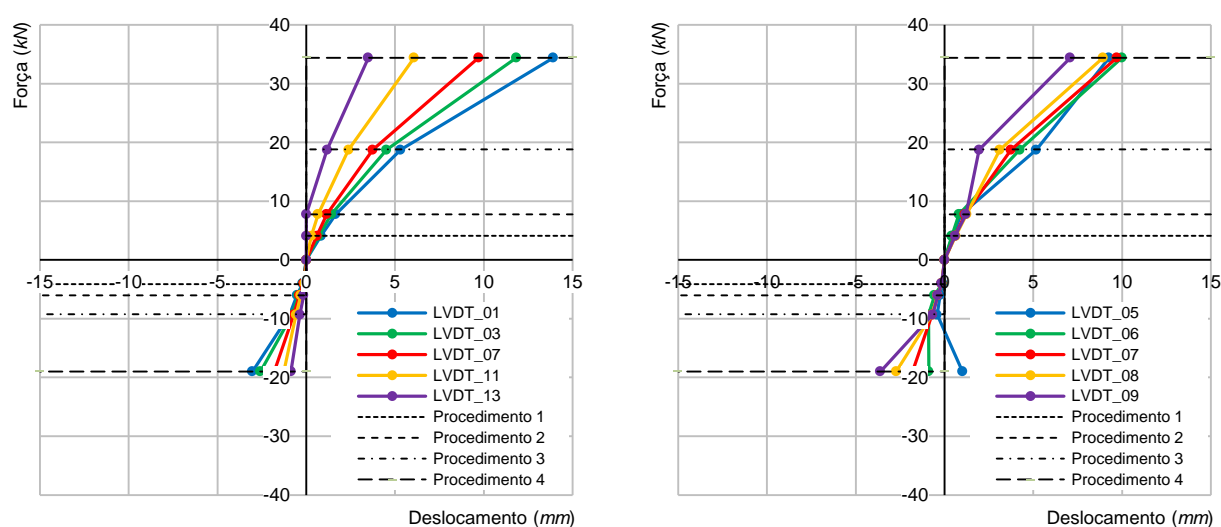


Figura B 27 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

Pela análise dos gráficos da Figura B 28, onde pode constatar-se a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir que na direcção horizontal, correspondendo ao “Alinhamento 5-9”, se verifica que as diferentes posições de aquisição de deslocamento nas diferentes funções, força *versus* deslocamento, apresentam andamentos quase sobrepostos, até ao procedimento 2. O procedimento 3 é caracterizado por um menor movimento do bordo direito (LVDT_09) face ao bordo esquerdo (LVDT_05), sendo este o ponto que apresenta maior deslocamento, arrastando com ele os pontos intermédios do alinhamento horizontal. No procedimento final mantém-se este cenário, mas com a diferença da perda de rigidez da zona central do

alinhamento face aos bordos, devida à perda de eficácia da ligação do bordo superior. Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, apesar da ligação da alvenaria à viga inferior (*LVDT_13*) manter a sua integridade até ao procedimento 2 é possível constatar que à medida que as coordenadas verticais de medição de deslocamento vão aumentando, se verifica uma diminuição da inclinação das rectas, o que se traduz numa perda de rigidez da parede no sentido ascendente, significando certamente que a eficácia da mobilização de apoio do bordo inferior foi perfeita até ao procedimento 2 e satisfatória durante os restantes procedimentos e que o bordo superior terá tido, desde o início do ensaio, a sua capacidade de mobilizar apoio muito comprometida. Esta fenomenologia observada, conjuntamente com a análise dos mapas de deslocamento, deixa antever para a parede um comportamento muito próximo de uma estrutura em consola, pese embora o facto do bordo esquerdo a partir do procedimento 2 ter tido a sua capacidade de mobilização de deslocamento muito mais comprometida face ao bordo direito. Este comportamento parece ser corroborado pela análise dos gráficos da Figura B 29 e da Figura B 30.



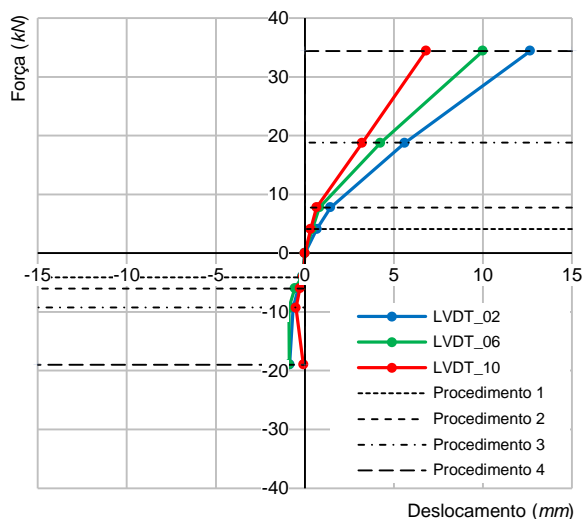
a) Alinhamento 1-13.

b) Alinhamento 5-9.

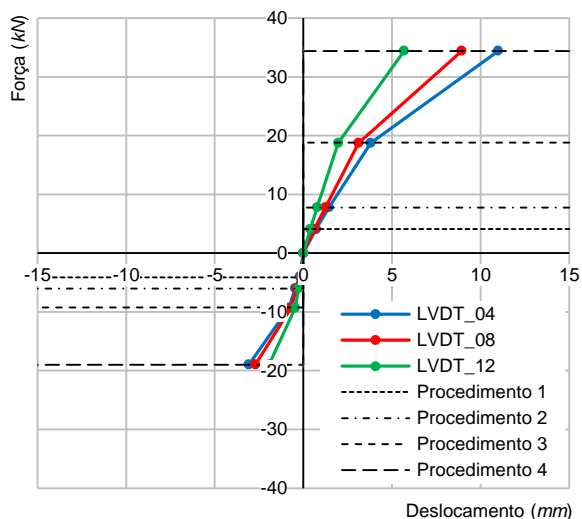
Figura B 28 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.

Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura B 23, Figura B 24, Figura B 25 e Figura B 26), relativos aos procedimentos realizados e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, é possível concluir que o modelo estrutural do painel parece ter correspondência a um corpo em consola, embora seja possível verificar alguma capacidade de restringir o deslocamento no bordo lateral direito.

Realizando a comparação desta parede, *Wall_RAR_01*, com a parede de referência *Wall_REF_01*, constata-se que a carga última atingida, pese embora as circunstâncias do ensaio, foi superior em cerca de 180% associada à manifestação de valores de deslocamento significativamente inferiores. Por outro lado, registam-se para a parede em análise, nos dois primeiros procedimentos, menores valores de carga e de deslocamento face à parede de referência, facto esse que não será alheio à grande deformabilidade dos *airbags* em relação à grande rigidez exibida pela parede.

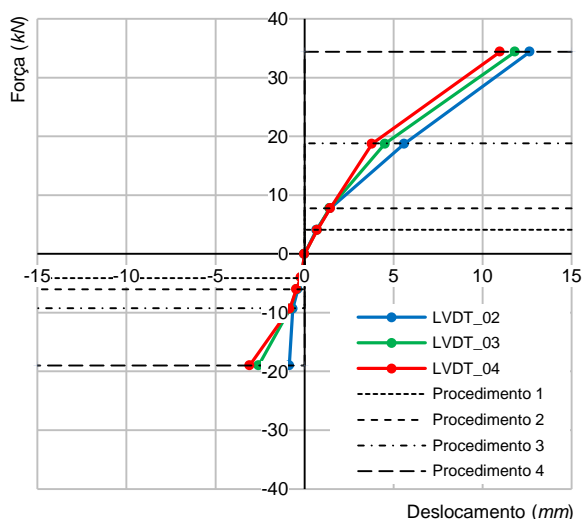


a) Alinhamento 2-10.

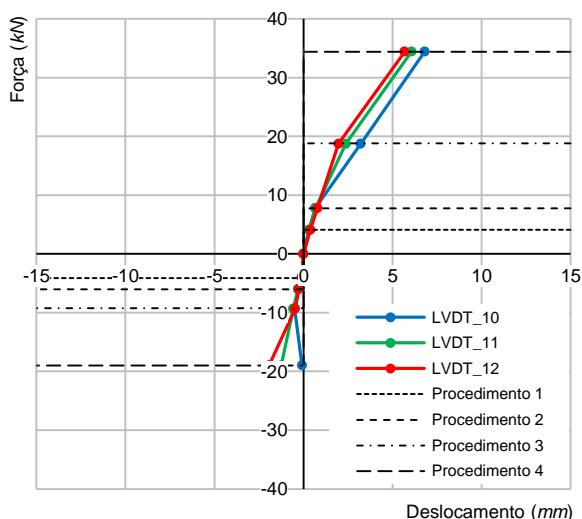


b) Alinhamento 4-12.

Figura B 29 - Evolução da rigidez na direcção vertical.



a) Alinhamento 2-4.



b) Alinhamento 10-12.

Figura B 30 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

B.2.3 Ensaio para fora do plano com carga localizada

Da experiência obtida nos dois ensaios realizados para fora do plano, nomeadamente das circunstâncias que envolveram o último ensaio realizado, foi possível concluir que o sistema de aplicação de carga por intermédio dos *airbags* se revelou extremamente complexo de operar e incapaz de transmitir a carga prevista, devido a pressões incompatíveis com a sua capacidade resistente. Assim sendo, o sistema final de transmissão de carga constituído pelos *airbags* foi substituído por um sistema rígido de quatro pontos de carga localizada.

Devido ao facto do ensaio realizado sobre a parede de reboco armado, Wall_RAR_01, ter sido inconclusivo acerca da carga máxima admissível para o painel e no intuito de testar o novo sistema de aplicação de carga a partir de quatro pontos, foi tomada a decisão de ensaiar o painel segundo esta nova metodologia. Para tal recorreu-se à infraestrutura de ensaio criada

para o efeito, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11, com as alterações introduzidas na estrutura de aplicação de carga motivadas pela substituição dos airbags pelo sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como se mostra na Figura 7.13. Foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores. A aplicação de carga foi monotónica e realizada pela introdução de um nível de deslocamento horizontal perpendicular ao plano da parede até à rotura.

B.2.3.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentado na Figura B 31 a síntese do dano observado, traduzida no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.

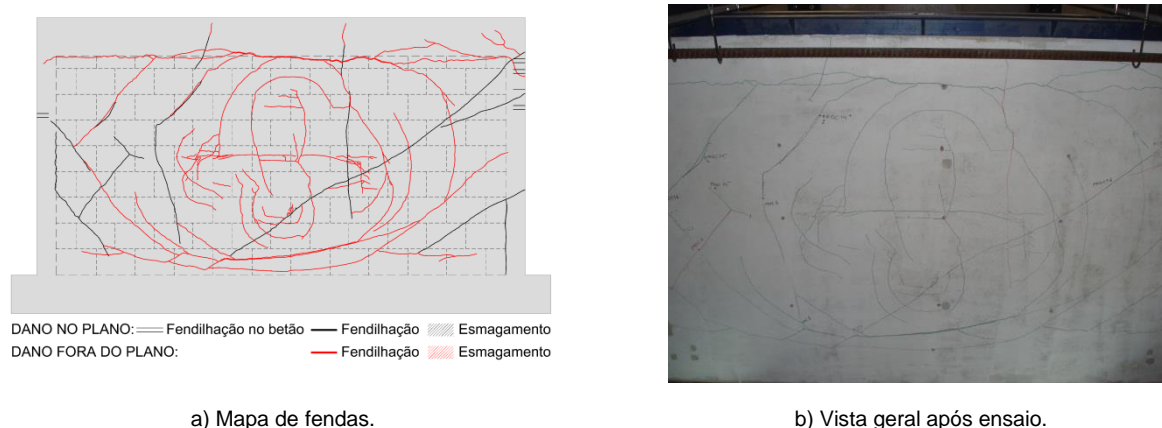


Figura B 31 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

Pelo padrão de fendilhação apresentado no reboco é de admitir que a rotura tenha ocorrido por flexão segundo a direcção vertical. Observa-se, também, na zona de aplicação das cargas localizadas um conjunto de fendas concêntricas que configuram uma rotura por punçoamento, assim como, uma fenda horizontal na zona superior do painel, próxima do desenvolvimento do interface da alvenaria com o pórtico de betão armado que terá ocorrido por corte. Para melhor entendimento do exposto, lembra-se que o painel, nesta fase de ensaio, pode ser assemelhado a sistemas estruturais independentes, sendo exteriormente constituído pelas duas faces de reboco armado e interiormente pelo pórtico de betão armado preenchido pela alvenaria com uma configuração próxima da parede de referência. Estes dois sistemas estruturais são ligados inferiormente e superiormente pelas cantoneiras que impedem o deslocamento horizontal.

Na Figura B 32 obtida após o ensaio, podem observar-se na face oposta à aplicação das cargas duas fendas horizontais, sendo uma na zona superior do painel e a outra na zona inferior resultantes da pressão exercida pelo pano de alvenaria sobre o reboco, como pode ser constatado pela imagem central da referida figura.

Na Figura B 33 é apresentado o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Analisando o gráfico é possível observar uma pequena quebra para valores da força de 34 kN, que corresponde à carga máxima obtida para o ensaio para fora do plano efectuado com *airbags*. Contudo, até esta carga não se verifica qualquer perda de rigidez, porque o ensaio de

carga localizada foi iniciado tendo o painel a última rigidez verificada para o ensaio com *airbags*. É também de salientar outras duas perdas de rigidez antes da rotura. Uma quando a força atinge o valor de 42.5 kN para um deslocamento de 21.50 mm e outra para uma força de 48.1 kN para um deslocamento de 32.30 mm . A resistência máxima do painel é atingida para uma força máxima de 53.8 kN , tendo sido obtido um deslocamento na posição 7 de 43.50 mm .



a) Fendilhação horizontal superior.

b) Destacamento da alvenaria.

c) Fendilhação horizontal inferior.

Figura B 32 - Fendilhação observada no painel Wall_RAR_01 devida à aplicação de cargas localizadas.

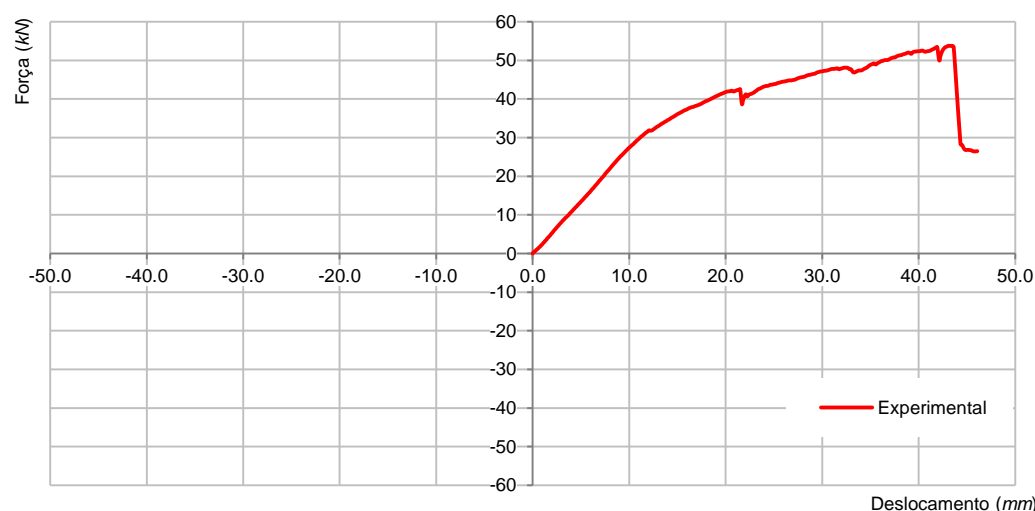


Figura B 33 - Curva de capacidade do painel devida à aplicação de cargas localizadas. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

B.2.3.2 Análise e discussão de resultados

Com este ensaio pretendeu-se tirar conclusões acerca da carga máxima admissível para o painel e, simultaneamente, testar o novo sistema de aplicação de carga a partir de quatro pontos, que irá ser utilizado nos ensaios seguintes para fora do plano. A carga última obtida foi de 53.8 kN , valor muito superior ao obtido no ensaio da parede de referência que foi de 12.2 kN , circunstância que não será alheia à introdução do reboco armado, pese embora o facto, deste não estar solidário com a alvenaria. Pelo tipo de dano observado, com maior desenvolvimento na direcção vertical, assim como, pelo destacamento do painel de alvenaria face à estrutura envolvente, como se mostra na Figura B 32 b), é de admitir que o comportamento observado, sob o ponto de vista do modelo estrutural, esteja relacionado com o correspondente a uma laje em consola. A mesma conclusão sobre o tipo de modelo

desenvolvido, também pode ser corroborada pela análise dos isovalores dos deslocamentos apresentados na Figura B 34.

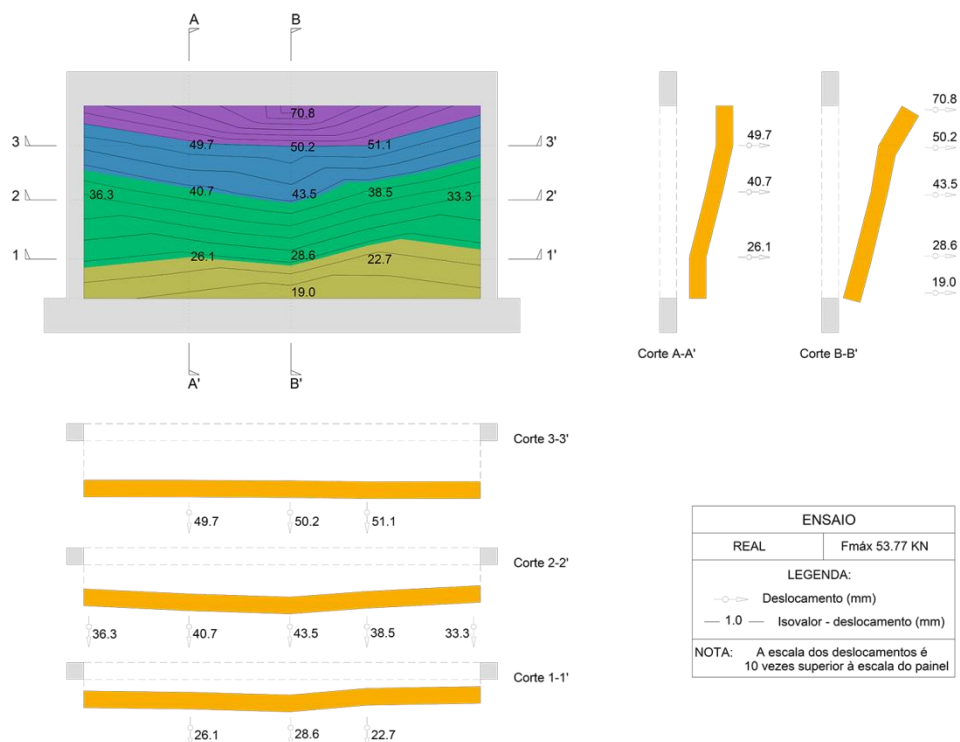


Figura B 34 - Isovalores da parede ensaiada - Cargas localizadas. Ensaio fora do plano, Wall_RAR_01.

B.2.3.3 Análise e discussão acerca do painel desconstruído

Ao longo da descrição do observado nos ensaios da parede de reboco armado, Wall_RAR_01, muitas dúvidas ficaram por esclarecer, nomeadamente sobre o que se passa no pano de alvenaria e respectivas ligações com o pórtico de betão armado. Assim sendo, foi tomada a decisão de proceder à remoção do reboco armado, possibilitando deste modo, verificar o estado do pano de alvenaria e do pórtico de betão armado, no sentido de ser possível obter algumas respostas mediante cenários hipotéticos, sendo certo que as observações são as referentes ao estado final do conjunto dos ensaios realizados.

Realizada a remoção do reboco foi possível verificar o estado do painel (Figura B 35 e Figura B 36). No conjunto de imagens é possível observar que os interfaces laterais e superiores foram completamente destruídos. Registou-se também, o aparecimento de uma fenda com desenvolvimento horizontal na base da parede e o colapso parcial das unidades de alvenaria no canto superior direito e nos cantos inferiores esquerdo e direito. É também de destacar a fraca aderência do reboco à alvenaria, situação que se tinha já manifestado no decurso dos ensaios de avaliação da resistência mecânica dos provetes do tipo murete.

À excepção da fendilhação diagonal referente ao ensaio no plano, o dano observado é muito semelhante ao verificado no painel de referência, como poderá ser constatado pela observação da Figura 7.22. Entende-se que a partir do momento em que foram destruídas as ligações do reboco armado com a alvenaria e o pórtico de betão armado e se iniciou um comportamento independente destes dois conjuntos estruturais, houve por parte de cada um deles, a

mobilização de uma percentagem de carga em função da sua rigidez, significando que o sistema estrutural constituído pelo pórtico de betão armado e pela parede de preenchimento terá mobilizado um carregamento semelhante ao resistido pela parede de referência, enquanto ao reboco lhe coube resistir ao restante esforço. Evidentemente que se trata de uma hipótese a comprovar.

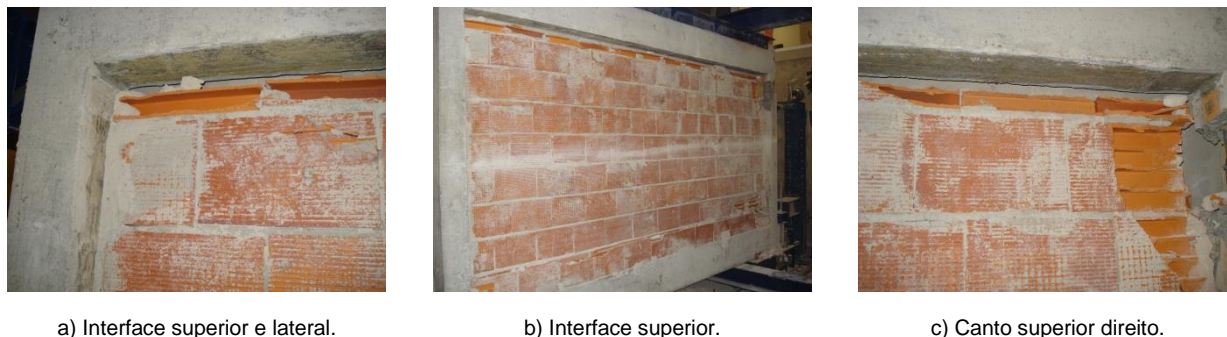


Figura B 35 - Dano observado na zona superior do painel desconstruído Wall_RAR_01.



Figura B 36 - Dano observado na zona inferior do painel desconstruído Wall_RAR_01.

B.3 Painel Wall_DPA_01

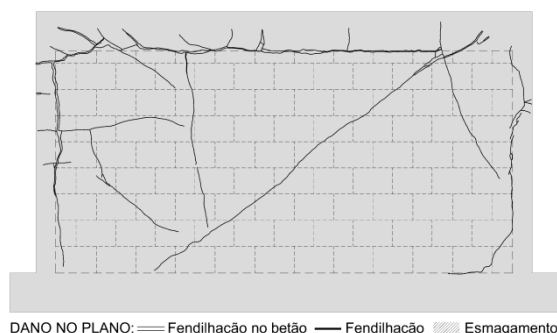
O painel Wall_DPA_01 consta de um pórtico de betão armado construído com a geometria, materiais e armaduras definidos na Figura 5.19, tendo a alvenaria de preenchimento a solução apresentada na Tabela 5.16. Pretende-se comparar este painel, Wall_DPA_01, com o painel de referência, Wall_REF_01, mediante a introdução de uma nova variável resultante da solução construtiva adoptada. Assim sendo, a variável de que se pretende avaliar a influência no comportamento dos painéis é a alvenaria constituída por dois panos desligados de alvenaria simples com uma das faces rebocada.

B.3.1 Ensaio no plano

Para efectuar a avaliação experimental do seu comportamento, assim como, da contribuição de cada um dos componentes do painel face às acções horizontais, o painel Wall_DPA_01 foi ensaiado no plano nas mesmas condições dos ensaios anteriores. Recorreu-se à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado na Figura 7.4 e foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.8, recorrendo ao esquema de instrumentação do tipo 2. A aplicação de carga foi realizada pela introdução de deslocamentos horizontais, tendo subjacentes os seguintes *drifts*: 0.05%; 0.10%; 0.20%; 0.30%; 0.40%; e 0.50%.

B.3.1.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio no plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura B 37 e na Figura B 38, respectivamente, para o pano exterior e interior do painel, a síntese do dano observado traduzido nos respectivos mapas de fendilhação e das imagens dos panos após o ensaio.

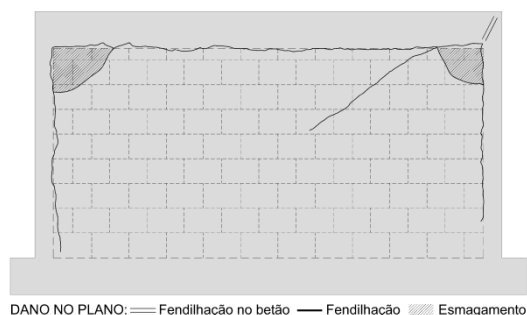


a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.

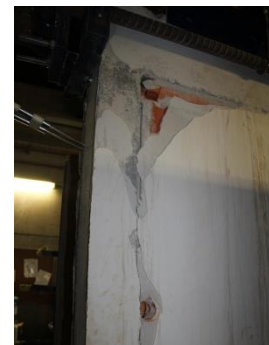
Figura B 37 - Padrão de fendilhação do pano exterior do painel Wall_DPA_01.



a) Mapa de fendas.



b) Vista geral após ensaio.



c) Canto superior direito.

Figura B 38 - Padrão de fendilhação do pano interior do painel Wall_DPA_01.

A avaliação da fendilhação observada na parede dupla foi realizada sobre o pano exterior, constituído pelas unidades de alvenaria de maior espessura, o qual estava apoiado na viga inferior em dois terços da sua espessura, como pode ser verificado nos desenhos de pormenor apresentados no capítulo 5. O pano interior serviu para uma análise complementar dos efeitos verificados no pano exterior. Constata-se no pano exterior da parede, a montante do sentido de aplicação da carga, isto é no canto superior direito, o desenvolvimento de uma fenda diagonal de grande espessura, que não teve correspondência no pano interior, tendo-se desenvolvido neste pano o esmagamento das unidades de alvenaria nos cantos superiores. No pano exterior, os interfaces laterais de ligação, entre a alvenaria e o betão armado, apresentaram fendilhação a toda altura do pilar, que resultou de um processo de esmagamento e tracção num dos lados e o inverso no lado oposto, mediante o sentido de aplicação da carga. Ocorreu o colapso generalizado do interface superior, devido ao deslocamento da viga superior não ter sido acompanhado pelo pano de alvenaria, o que originou o desenvolvimento de forças de corte que destruíram a respectivas ligações. Registe-se, que de uma forma geral, a fendilhação observada nos diferentes interfaces teve correspondência no pano interior. Também, foi possível observar, nas unidades de alvenaria que forravam a estrutura, situações de

destacamento, nomeadamente junto aos cantos superiores. No pórtico de betão armado foi possível observar fendilhação na ligação entre a viga e o pilar no canto superior esquerdo.

Na Figura B 39 mostram-se alguns dos danos ocorridos, evidenciando-se a fenda existente na ligação entre a viga superior e o pilar esquerdo e a fendilhação ocorrida nos cantos superiores esquerdo e direito ao nível dos interfaces laterais, por tracção e esmagamento, e superior por deslizamento, assim como, o início da fenda diagonal a partir do canto superior direito.



a) Canto superior esquerdo.

b) Ligação da viga com o pilar esquerdo.

c) Canto superior direito.

Figura B 39 - Fendilhação observada no painel Wall_DPA_01.

Pela análise da curva de capacidade da estrutura representada na Figura B 40 e pela evolução dos deslocamentos localizados apresentados na Figura B 41, o comportamento do painel até à conclusão do ensaio, pode ser descrito em três fases, as quais correspondem a dois níveis de carga para cada um dos sentidos de aplicação da mesma. Para o sentido positivo de aplicação de carga os níveis ocorreram para cargas de 144 *kN* e 193 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.05% e 0.09%. No sentido negativo os níveis ocorreram para cargas de 142 *kN* e 226 *kN*, correspondendo, respectivamente, a *drifts* de 0.04% e 0.14%. O comportamento do painel nas diferentes fases pode ser resumidamente descrito do seguinte modo:

- Na primeira fase, compreendida entre o início do ensaio e o primeiro nível de carga, verifica-se que todos os elementos que constituem o painel funcionam solidariamente, sendo de admitir um comportamento linear;
- A segunda fase, compreendida entre o primeiro e o segundo nível de carga, caracteriza-se por uma perda de rigidez relativamente à fase anterior, demonstrando o painel um comportamento não linear. O início desta fase está associado à abertura da fenda diagonal, coincidindo o pico de resistência com o início da fendilhação das ligações entre a alvenaria e o pórtico de betão armado, manifestadas no interface superior por deslizamento e nos interfaces laterais por tracção e esmagamento. Nesta fase é atingido o pico de resistência do painel, alcançado para valores de carga de 193 *kN* no sentido positivo do ensaio e de 226 *kN* no sentido negativo, correspondendo respectivamente, os *drifts* de 0.09% e 0.14%.
- A fase final, compreendida entre o segundo nível de carga e o final do ensaio, apresenta um desenvolvimento com uma perda gradual de resistência, resultado da degradação dos materiais constituintes do painel.

Para uma melhor compreensão do comportamento global do painel, serão analisados com maior detalhe os fenómenos localizados que definiram o faseamento comportamental anteriormente apresentado. Para o efeito, na Figura B 41 são apresentados os gráficos mais representativos da evolução dos deslocamentos localizados do painel, sendo considerados os que traduzem o comportamento do canto superior direito do painel e os relativos à movimentação central e diagonal do painel.

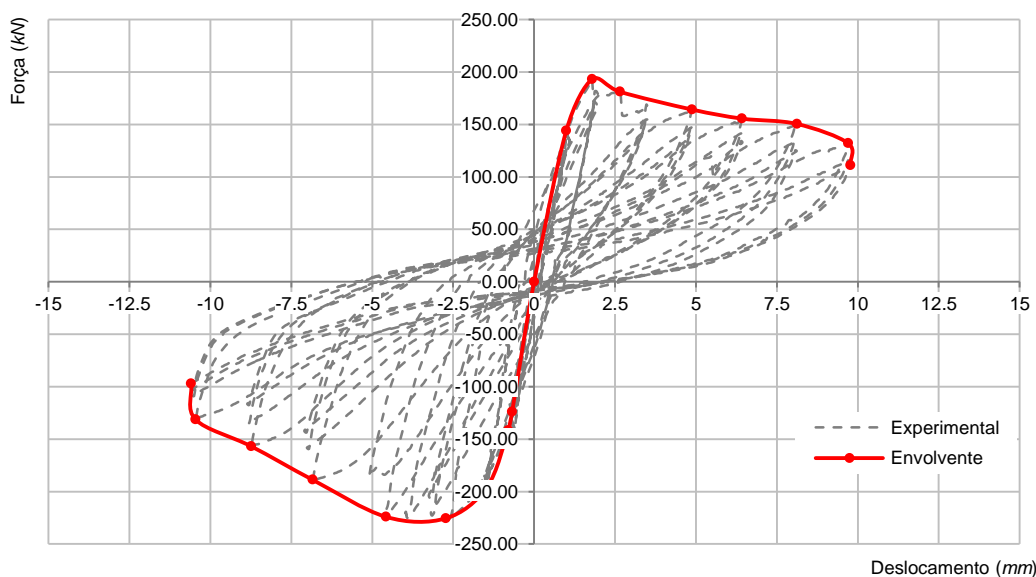
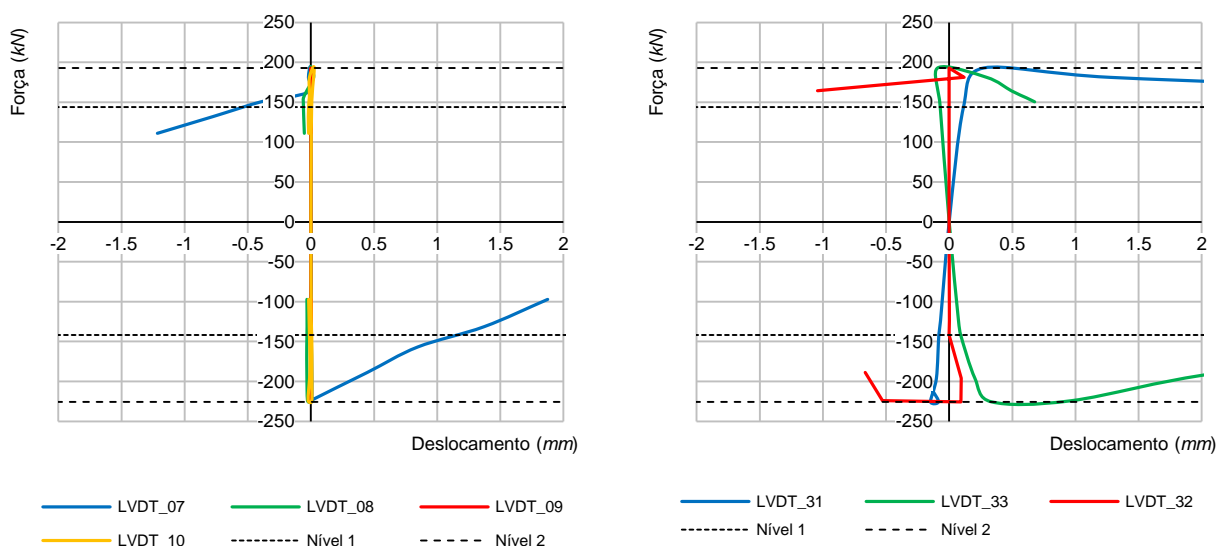


Figura B 40 - Curva de capacidade experimental e envolvente do sistema estrutural do painel Wall_DPA_01.



a) Canto superior direito.

b) Movimentação central e diagonal do painel.

Figura B 41 - Comportamento localizado do painel Wall_DPA_01.

No gráfico da Figura B 41 a) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e avaliam-se os comportamentos da interface superior e lateral da parede, com enfoque no destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria (LVDT_07), no escorregamento entre o pilar e a alvenaria (LVDT_08), no esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_09) e no escorregamento entre a viga superior e a alvenaria (LVDT_10). Pela análise dos referidos gráficos verifica-se que só no interface lateral foi possível registar deslocamento, a partir da carga de pico verificaram-se tracções no sentido negativo de aplicação da carga, atingindo o valor máximo de 2.0 mm e no sentido positivo verificou-se esmagamento do interface, sendo obtido o deslocamento máximo de 1.0 mm. Nas outras posições de aquisição de dados não foi possível registar qualquer tipo de movimento, uma vez que devido à solução construtiva em estudo, a

forra da alvenaria revestindo a estrutura não permitiu leituras, a não ser em situações de fendilhação, como ocorreu na zona do interface do pilar com a alvenaria.

Por outro lado, apesar de não serem apresentados os gráficos das posições de leitura do canto superior esquerdo (*LVDT_15*, *LVDT_16*, *LVDT_17* e *LVDT_18*), e pelas razões apontadas anteriormente, regista-se a falta de leituras no interface lateral relativamente ao destacamento ou no esmagamento da ligação entre o pilar e a alvenaria e no interface superior no que concerne ao escorregamento, contudo é possível verificar a existência de esmagamento da ligação entre a viga superior e a alvenaria, com valores de deslocamento próximos de 1.0 mm e escorregamento entre o pilar e a alvenaria, sendo possível verificar a existência de fendilhação “aberta” com valores próximos de 1.4 mm.

No gráfico da Figura B 41 b) identificam-se os níveis de carga que balizam as diferentes fases da curva de capacidade da estrutura e relaciona-se o deslocamento do pano de alvenaria com a força aplicada. É possível evidenciar, no sentido vertical do painel (*LVDT_32*) e no sentido diagonal entre o canto superior esquerdo e o canto inferior direito (*LVDT_31*) deslocamento no painel provocado pela fenda diagonal. Este deslocamento inicia-se com o começo do ensaio, embora com pouca expressão, atingido no primeiro nível valores próximos de 0.15 mm, desenvolvendo depois desta fase de carregamento com um ligeiro incremento até à carga de pico. Ao longo dos diversos procedimentos até à fase final do ensaio a espessura da fenda irá aumentar, atingindo o valor máximo de cerca de 3.5 mm. Regista-se a ausência de deslocamento no sentido diagonal entre o canto superior direito e o canto inferior esquerdo (*LVDT_33*), devido a esta direcção ser paralela à fenda diagonal.

Por fim, por não terem sido constatados deslocamentos não são apresentados os gráficos relativamente aos cantos inferiores direito (*LVDT_01*, *LVDT_02*, *LVDT_03* e *LVDT_04*) e esquerdo (*LVDT_21*, *LVDT_22*, *LVDT_23* e *LVDT_24*), embora pela fendilhação apresentada pudesse ser de admitir a existência de algum movimento, mas pelas razões já apontadas não foi possível realizar as eventuais leituras dos mesmos. Por fim importa referir que as restantes localizações, destinadas ao controlo de movimentações não previstas, revelaram que a infraestrutura de ensaio teve um comportamento de acordo com o expectável.

A Tabela B 5 apresenta por procedimento, os resultados obtidos do ensaio no plano, que para cada nível de deslocamento consta de três ciclos de carga e descarga. Na tabela estão representados, para cada um dos procedimentos, os valores máximos de deslocamento obtidos em cada um dos sentidos de aplicação de carga, assim como, as forças associadas.

Tabela B 5 - Resumo dos resultados por procedimento. Ensaio no plano, Wall_PDA_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)		DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	144.0	124.1	0.99	0.68	0.050	0.034
2	193.0	141.7	1.79	0.80	0.090	0.040
3	181.1	195.8	2.65	1.46	0.133	0.073
4	164.2	224.1	4.87	4.58	0.244	0.229
5	155.5	188.8	6.42	6.84	0.321	0.342.
6	150.5	156.8	8.12	8.74	0.406	0.437
7	111.0	97.1	9.77	10.59	0.488	0.530

B.3.1.2 Análise e discussão de resultados

Quando comparados os resultados obtidos nesta parede face à parede de referência, Wall_REF_01, regista-se o aumento de resistência máxima, atingindo no sentido positivo e negativo de aplicação da carga, respectivamente, 193 kN e 226 kN contra as resistências obtidas, para os sentidos correspondentes na parede de referência, cujos valores foram de 74 kN e 96 kN, apresentando a solução em estudo, uma resistência máxima, em média superior em cerca de 150% relativamente à patenteada pela solução de referência.

Por outro lado, embora se torne difícil estabelecer comparações entre os *drifts* que correspondem às cargas máximas em cada um dos sentidos, verifica-se que na Wall_DPA_01 estes ocorreram para valores de 0.09% e 0.14%, contra os valores de 0.30% e 0.51% da Wall_REF_01, o que à partida poderá significar que o painel em estudo possa apresentar menor ductilidade face ao de referência.

Comparado o padrão de fendilhação observado para cada um dos panos de alvenaria com os modos de rotura para painéis apresentados por Mehrabi *et al.* [45] (Ver Figura 3.9), é possível estabelecer que o pano exterior poderá ser classificado como da Categoria C1 pela fendilhação diagonal observada, embora não tenha sido possível observar qualquer fenda na estrutura correspondente a este tipo de fendilhação. Quanto ao pano interior pelo esmagamento dos cantos e devido à fendilhação apresentada na cabeça do pilar a montante do sentido da aplicação das cargas (neste caso no sentido negativo), admite-se que possa ser classificado na categoria E3. Registe-se os diferentes padrões de rotura observados para cada um dos panos de alvenaria, mercê das diferentes espessuras das unidades usadas na constituição dos panos, assim como, o uso de diferentes tipos de reboco, com grandes implicações nas características mecânicas que impõem a resistência última de cada pano de alvenaria.

Por último, tal como observado nas paredes anteriormente analisadas, salienta-se o dano na zona superior dos pilares, onde se verificou o aparecimento de fendas de flexão no pilar esquerdo na ligação com a viga superior, evidenciando a fenomenologia relacionada com o conceito de pilar curto, cujas causas resultam da interacção da alvenaria com o pórtico devidas à formação da escora diagonal, reflexo directo da rigidez no plano do pano de alvenaria.

B.3.2 Ensaio para fora do plano

Após ter sido introduzido dano no painel pela realização do ensaio no plano, foi removido da parede o pano interior, pois devido à caixa-de-ar existente entre os dois panos o comportamento seria independente. A razão da escolha da remoção do pano interior deve-se às maiores consequências da expulsão do pano exterior no caso de um sismo. Na sequência desta tarefa foi efectuado o ensaio para fora do plano, para a avaliação experimental do seu comportamento face às acções horizontais perpendiculares ao plano. O painel Wall_DPA_01 foi ensaiado recorrendo à infraestrutura de ensaio, cujo esquema foi apresentado genericamente na Figura 7.11, com as alterações introduzidas na estrutura de aplicação de carga relativas à substituição dos airbags pelo sistema rígido de carga localizada em quatro pontos, como foi mostrado na Figura 7.13. O painel foi monitorizado no sentido da aquisição dos deslocamentos nas posições indicadas na Figura 7.14, sendo o controlo de deslocamento realizado pelos actuadores, estando apresentado na Figura B 42 a evolução da força ao longo do tempo.

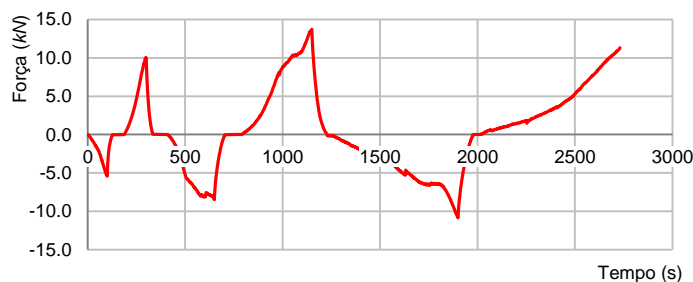
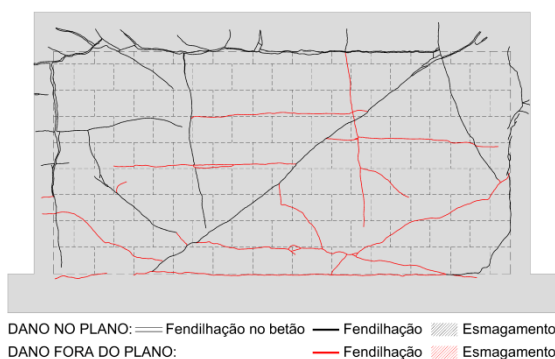


Figura B 42 - Evolução da força ao longo do tempo. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

B.3.2.1 Apresentação de resultados

Após a realização do ensaio para fora do plano foi efectuada uma inspecção visual para o registo e compreensão do dano produzido no painel, sendo apresentada na Figura B 43 a síntese do dano observado traduzido no mapa de fendilhação e na imagem do painel após o ensaio.



a) Mapa de fendas.

b) Vista geral após ensaio.

Figura B 43 - Padrão de fendilhação. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

A fendilhação observada após o ensaio apresentou um padrão caracterizado pelo desenvolvimento de dois alinhamentos de fendas horizontais na zona central do painel, evidenciando um comportamento de laje apoiada, levando a crer que a capacidade resistente se esgotou na direcção vertical. Acentuou-se neste ensaio a fendilhação, resultante do ensaio no plano, ao nível dos interfaces de ligação entre a alvenaria e o betão armado. Registou-se também, um incremento do dano observado na forra de alvenaria nas zonas correntes da estrutura, motivado por estes elementos permitirem a mobilização de apoio no sentido positivo de aplicação das cargas, pelo facto de proporcionarem um encaixe perfeito da alvenaria na estrutura envolvente.

Na Figura B 44, obtida após a desmontagem do painel de actuação de cargas, exemplificam-se alguns dos danos observados, tais como: o colapso das unidades de alvenaria que realizam a forra da estrutura; a fendilhação na zona central, onde também é possível observar o desenvolvimento horizontal da fenda central; e a deformada da zona posterior do painel exterior.



a) Colapso da forra.



b) Fendilhação na zona central.



c) Deformada na zona posterior.

Figura B 44 - Estado após o ensaio do painel Wall_DPA_01.

As figuras seguintes (Figura B 45 e Figura B 46) apresentam o gráfico da força aplicada *versus* deslocamento, sendo este referido ao ponto médio do painel, correspondendo à aquisição de dados na posição 7. Nos referidos gráficos é possível evidenciar um comportamento aproximadamente linear no procedimento 1, onde para os sentidos positivo e negativo se obtiveram, respectivamente, os deslocamentos de 5.48 mm e 3.79 mm . No procedimento 2, no gráfico força *versus* deslocamento, verifica-se uma perda de rigidez face ao procedimento anterior. Os deslocamentos obtidos foram de 23.28 mm e 19.86 mm , respectivamente para os sentidos positivo e negativo. Foi atingida a carga máxima no sentido positivo de aplicação da carga no valor de 13.7 kN , enquanto no sentido negativo a carga foi de 8.5 kN . No procedimento final, continua a verificar-se uma evolução muito reduzida da capacidade resistente do painel no sentido negativo até à obtenção da carga máxima neste quadrante, que atingiu o valor de 10.9 kN , enquanto no sentido positivo manifesta-se uma perda da capacidade resistente do painel até ao limite máximo de deslocamento imposto pelo esquema do ensaio.

Na Tabela B 6 estão apresentados, sob forma numérica os resultados obtidos do ensaio para fora do plano. Os valores dos deslocamentos alvo para cada ciclo foram de 10 mm , 25 mm , e 50 mm respectivamente para os procedimentos 1, 2 e 3.

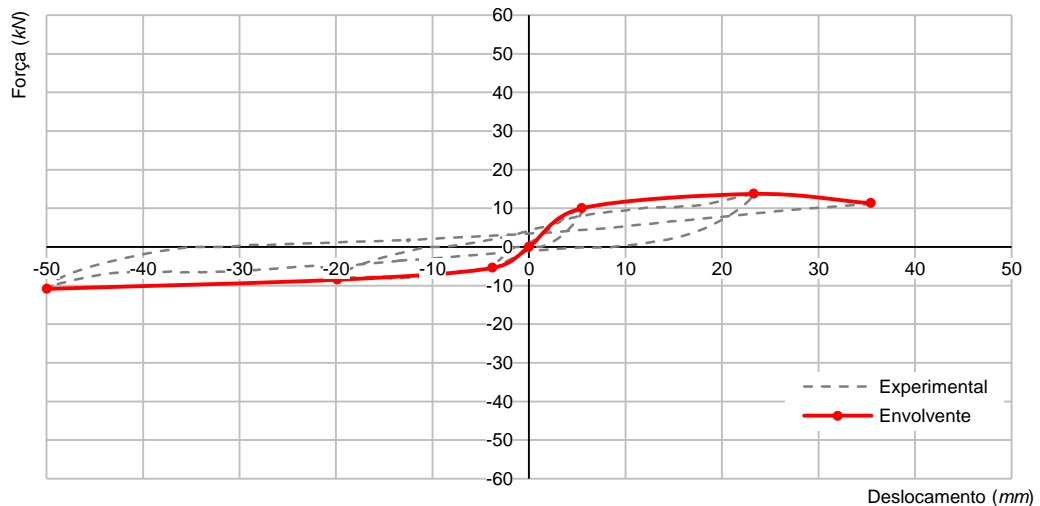


Figura B 45 - Curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

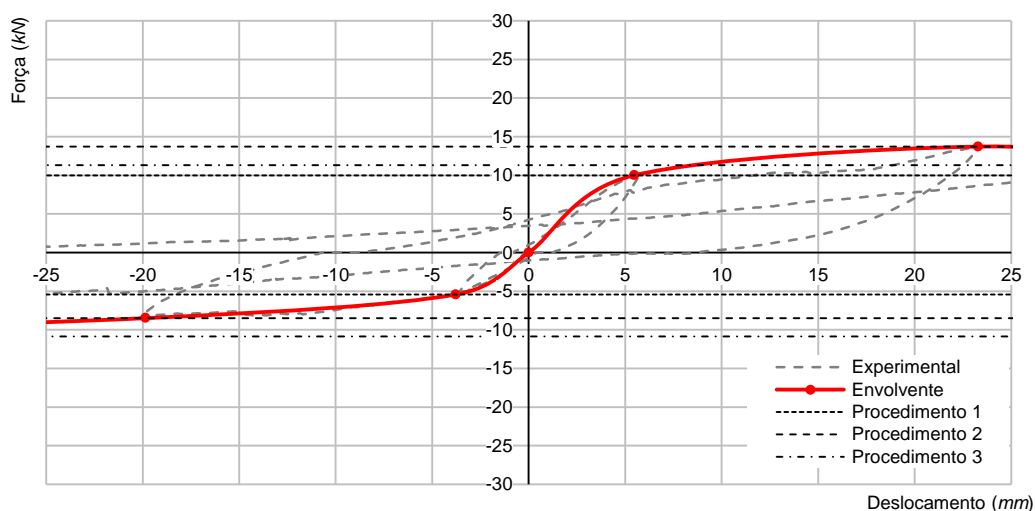


Figura B 46 - Diagrama ampliado da curva de capacidade do painel. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

Tabela B 6 - Resultados por nível de aplicação de carga. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

PROCEDIMENTO	FORÇA (kN)		DESLOCAMENTO (mm)			DRIFT (%)	
	Positivo	Negativo	Actuador	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	10.0	5.4	10	5.48	3.79	0.32	0.22
2	13.7	8.5	25	23.28	19.86	1.37	1.17
3	11.3	10.9	50	35.42	49.95	2.08	2.94

B.3.2.2 Análise e discussão de resultados

No seguimento da apresentação de resultados será agora efectuada a análise e discussão dos mesmos. Assim, o ponto de partida do ensaio realizado ao painel foi o dano introduzido pelo ensaio no plano, sendo esse dano referido ao pano exterior do painel, que se traduziu nas seguintes manifestações: desenvolvimento da fenda diagonal de grande espessura; fendilhação dos interfaces laterais a toda altura do pilar; colapso generalizado do interface superior; fendilhação ocorrida na ligação entre a viga e o pilar esquerdo; e destacamento das unidades de alvenaria que forravam a estrutura junto aos cantos superiores. Atendendo à existência da forra como parte integrante do pano de alvenaria, é de prever que na direcção positiva de aplicação das cargas esta exerça alguma influência na mobilização de apoio, apesar do dano introduzido nesta no ensaio no plano. Contudo, na direcção contrária a sua influência será nula, pelo que será expectável, a existência de dois modelos de funcionamento distintos para cada uma dos sentidos de aplicação da carga.

Com vista a entender o modelo estrutural desenvolvido no ensaio, foram criados para cada procedimento no sentido positivo de aplicação das cargas, mapas de isovalores de deslocamentos e cortes com a deformada do painel de alvenaria, os quais se encontram apresentados nas figuras seguintes (Figura B 47, Figura B 48 e Figura B 49).

Recorrendo às simplificações apresentadas e justificadas para a parede de referência, serão analisados os gráficos força *versus* deslocamento apresentados nas figuras seguintes (Figura B 50, Figura B 51, Figura B 52 e Figura B 53).

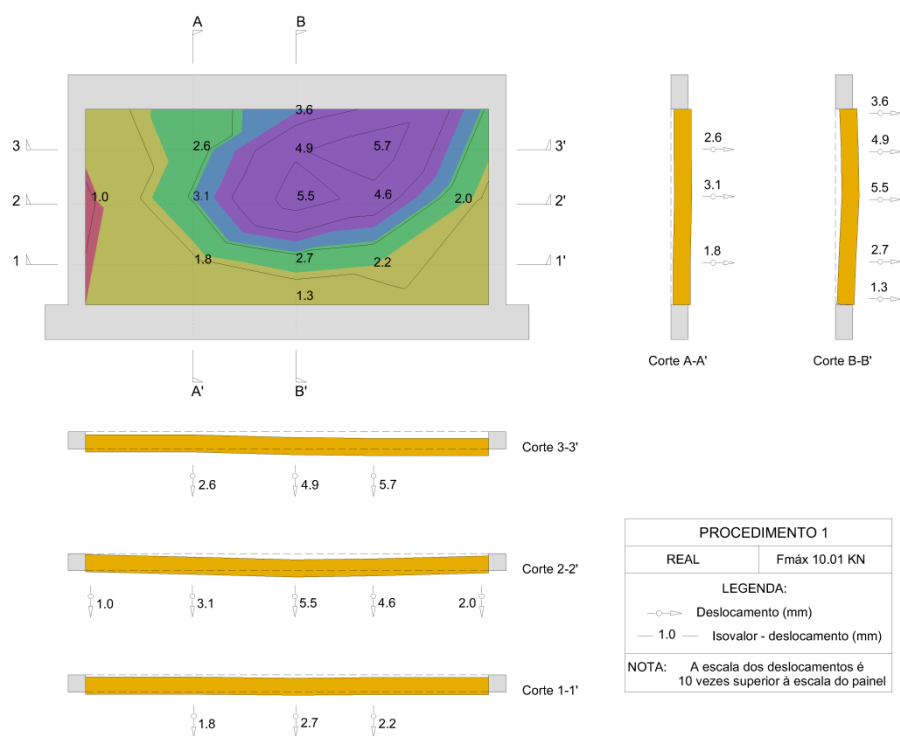


Figura B 47 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 1. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

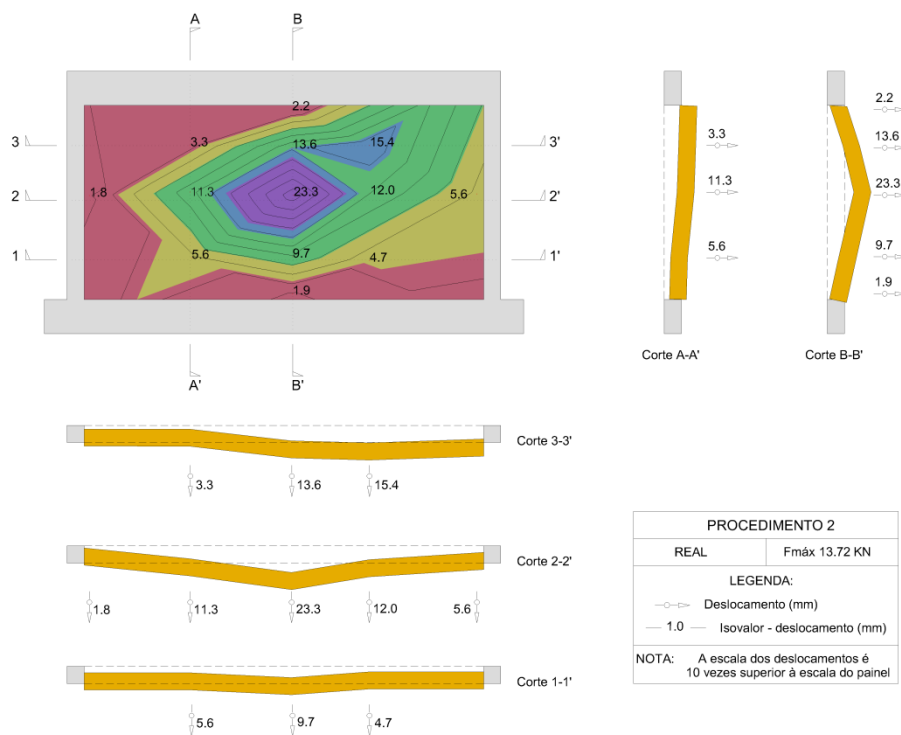


Figura B 48 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 2. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

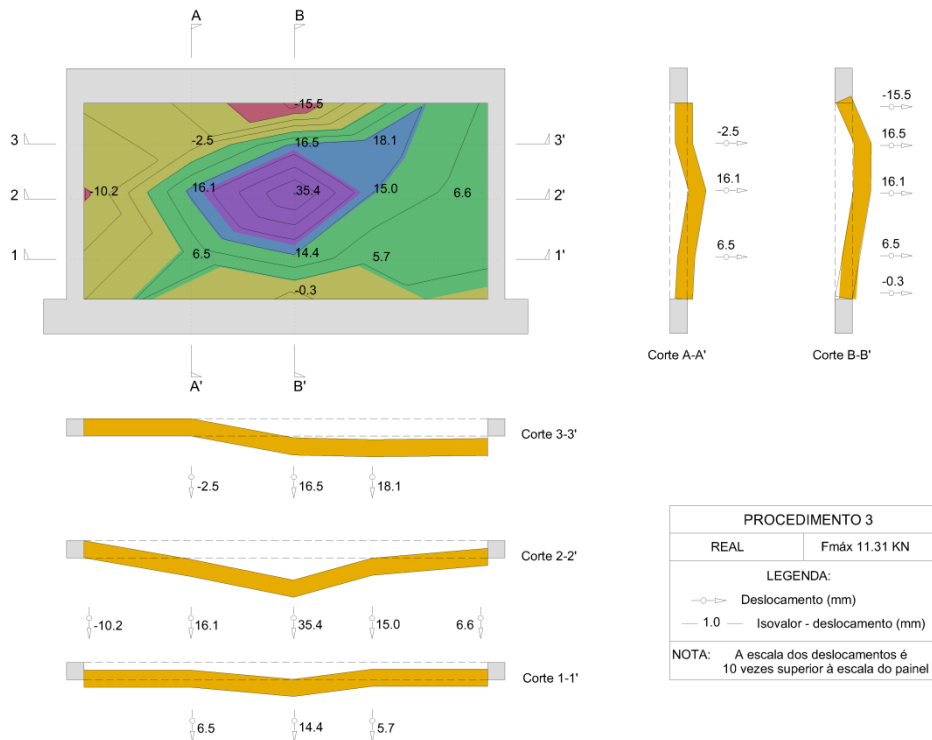


Figura B 49 - Isovalores da parede ensaiada - Procedimento 3. Ensaio fora do plano, Wall_DPA_01.

Pela análise do gráfico da Figura B 50 constata-se que as ligações da alvenaria ao pórtico envolvente, ao longo dos diferentes procedimentos, foram perdendo rigidez face à atingida no procedimento precedente, manifestando deste modo uma degradação progressiva das referidas ligações, contudo essa perda de rigidez, no quadrante positivo, foi insignificante até ao segundo procedimento e com alguma expressão no procedimento final, enquanto no quadrante negativo a partir do primeiro procedimento revelou-se extremamente elevada. Este comportamento, já esperado, tem explicação na influência que a forra da alvenaria exerce na mobilização de apoio no sentido positivo de aplicação das cargas. No sentido negativo o melhor comportamento das ligações foi evidenciado pelos bordos direito e inferior (*LVDT_09* e *LVDT_13*), enquanto o bordo superior (*LVDT_01*) foi aquele que apresentou maior perda de rigidez e consequentemente maiores deslocamentos, evidenciando o painel, uma rotação em relação a um eixo fictício alinhado pelo canto inferior esquerdo e o canto superior direito. Assim sendo, é de admitir que o painel tenha um comportamento de uma laje apoiada em quatro bordos no sentido positivo de aplicação das cargas, enquanto no sentido negativo evidencie um comportamento de uma laje em consola, embora com alguma capacidade de mobilizar apoio no bordo lateral direito. Refira-se, no entanto, que devido aos elevados deslocamentos introduzidos no sentido negativo no último procedimento, algumas das posições de leitura, quando a carga foi aplicada no sentido positivo não recuperaram o deslocamento introduzido, como é o exemplo da abertura entre a forra e estrutura apresentada na Figura B 44 a).

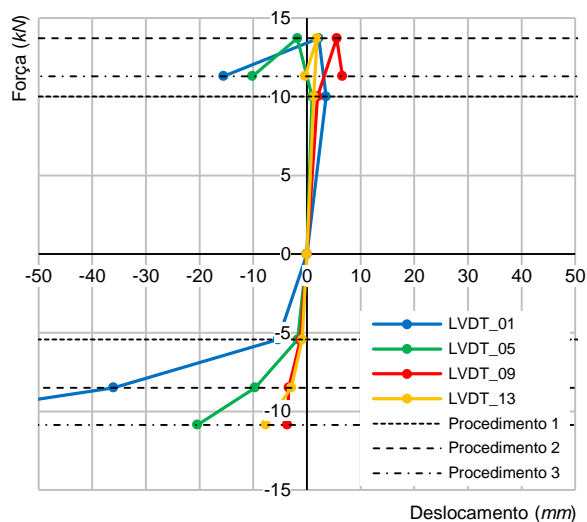
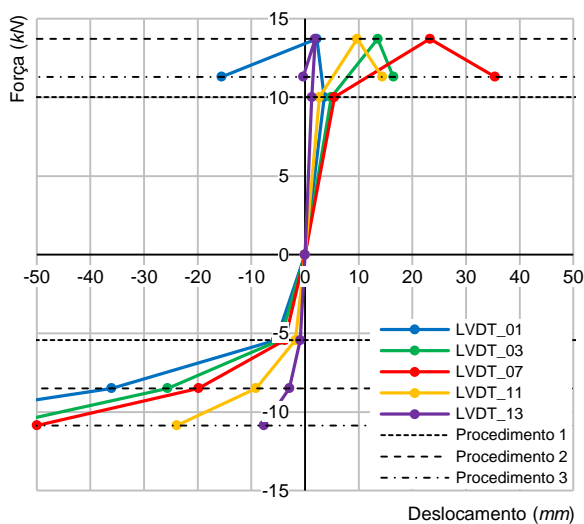


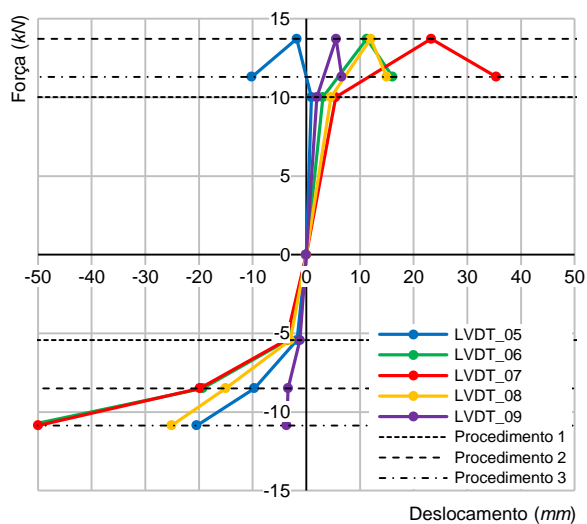
Figura B 50 - Comportamento do painel nas zonas de interface.

Pela análise dos gráficos da Figura B 51 onde se pode constatar a evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7 (centro geométrico do painel), é possível concluir para a direcção horizontal, a qual corresponde ao “*Alinhamento 5-9*”, que tal como o evidenciado na análise anterior, também aqui é possível encontrar dois modelos de comportamento distintos. No quadrante positivo verifica-se que a posição central (*LVDT_07*) é aquela que apresenta os deslocamentos mais elevados, seguido de deslocamentos ligeiramente inferiores nos dois pontos intermédios (*LVDT_06* e *LVDT_08*), evidenciando uma curvatura que deixa antever a mobilização de apoio lateral. No quadrante negativo verifica-se escalonamento genericamente semelhante, mas com uma gama de deslocamentos muito superior à patenteada no sentido positivo e com os pontos intermédios a apresentarem o mesmo nível de deslocamento do ponto central. Este facto não será alheio à formação de fendas no ensaio no plano e para fora do plano, respectivamente, na adjacência das posições 6 e 8. Face à análise efectuada, será lícito afirmar, que o alinhamento horizontal em estudo evidencia uma curvatura que antevê a mobilização de apoios laterais nos dois quadrantes, sendo a capacidade de mobilizar apoio no quadrante negativo mais reduzida, devido à grande perda de rigidez manifestada face à verificada no quadrante positivo. Por outro lado, na direcção vertical, correspondendo ao “*Alinhamento 1-13*”, verifica-se, na mesma linha de comportamento da direcção horizontal, uma diminuição de rigidez com o aumento da carga. No quadrante positivo e à excepção do procedimento final, regista-se que a posição central (*LVDT_07*) é a que apresenta maior deslocamento, seguida das posições intermédias (*LVDT_03* e *LVDT_11*), sendo os menores valores, os referentes aos apoios superior (*LVDT_01*) e inferior (*LVDT_13*), evidenciando uma curvatura que antevê a mobilização de apoios laterais. No quadrante negativo, verifica-se que os deslocamentos, em todos os procedimentos, crescem do bordo inferior (*LVDT_13*) para o bordo superior (*LVDT_01*), o que sugere uma deformada cuja curvatura, se assemelhe a uma laje em consola. Assim, pela fenomenologia observada, conjuntamente com a análise dos mapas de deslocamento é possível antever para o painel, no quadrante positivo um comportamento muito próximo de uma estrutura com um comportamento equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos, enquanto no quadrante negativo será de admitir um funcionamento semelhante ao de uma laje em consola, com alguma capacidade de mobilizar apoio segundo a direcção horizontal. Este

comportamento parece ser corroborado pela análise dos gráficos da Figura B 52 e da Figura B 53.

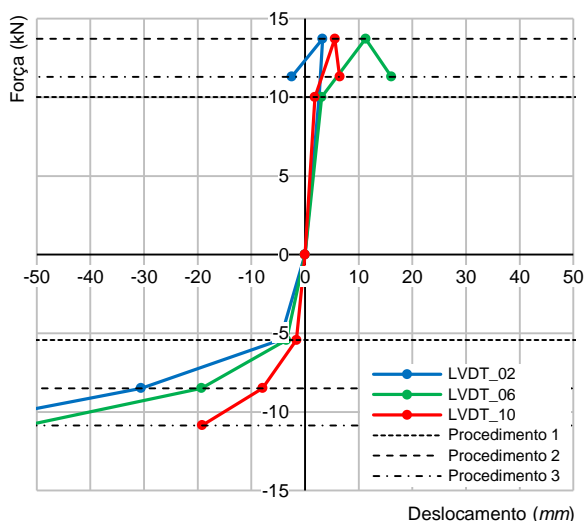


a) Alinhamento 1-13.

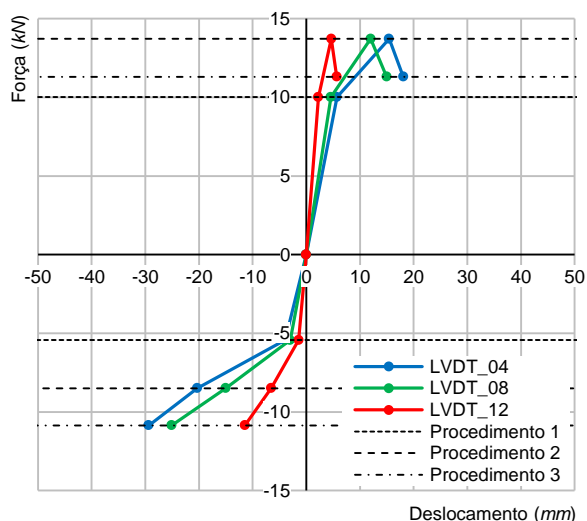


b) Alinhamento 5-9.

Figura B 51 - Evolução da rigidez nas duas direcções principais com origem na posição 7.



a) Alinhamento 2-10.



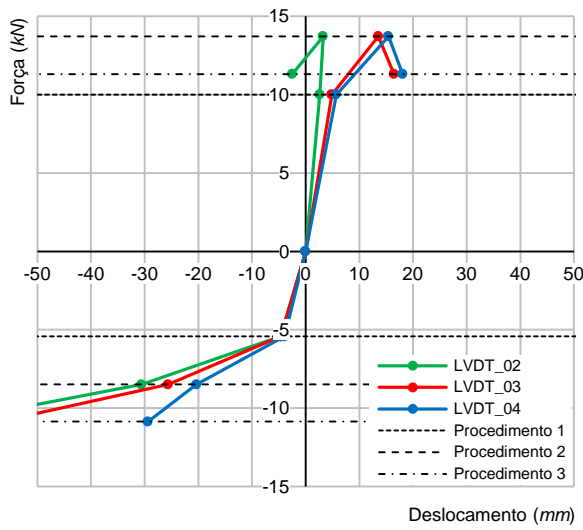
b) Alinhamento 4-12.

Figura B 52 - Evolução da rigidez na direcção vertical.

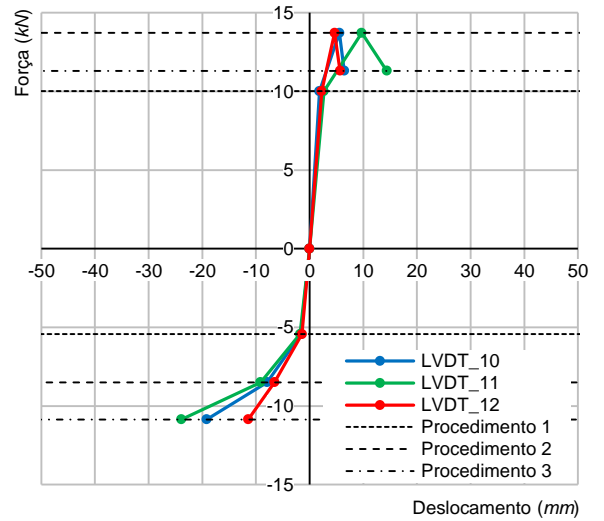
Pela análise dos isovalores e dos cortes apresentados anteriormente (Figura B 47, Figura B 48 e Figura B 49), relativos aos procedimentos realizados, e dos gráficos do comportamento dos interfaces e da evolução da rigidez, verifica-se que no sentido positivo da aplicação das cargas, o painel parece ter correspondência com um modelo estrutural equivalente a uma laje apoiada em quatro bordos, enquanto no sentido negativo evidencia um comportamento de uma laje em consola, embora o bordo lateral direito exiba alguma capacidade de restringir o deslocamento horizontal.

Regista-se para o painel Wall_DPA_01, associada à manifestação de valores de deslocamento inferiores, um aumento da capacidade resistente face à parede de referência Wall_REF_01,

que se cifrou em cerca de 12%, que terá sido obtido à custa do reboco, uma vez que a espessura do tijolo usado foi de 0.09 m face aos 0.15 m da Wall_REF_01.



a) Alinhamento 2-4.



b) Alinhamento 10-12.

Figura B 53 - Evolução da rigidez na direcção horizontal.

