

**Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria Mediante a
Introdução de Caixilhos Metálicos nos Vãos**

André Filipe Vilas Boas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Prof. Doutor António Manuel Candeias de Sousa Gago

Prof. Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Júri

Presidente: Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Vogal: Prof. João José Rio Tinto de Azevedo

Fevereiro 2017

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação não teria sido possível sem a contribuição de algumas pessoas e instituições. Desta forma, quero dedicar esta página a todos os que direta ou indiretamente prestaram a sua preciosa e indispensável contribuição.

Aos Professores Jorge Miguel Proença e António Sousa Gago, orientadores técnico-científicos desta dissertação, quero agradecer a disponibilidade, o sentido crítico e os conhecimentos que me transmitiram.

Ao pessoal técnico do LERM (Laboratório de Estruturas e de Resistência dos Materiais do Instituto Superior Técnico), em particular ao Fernando Alves e ao Fernando Costa, pelo apoio prestado na realização das campanhas experimentais.

À Hilti pelo aconselhamento prestado e pelo fornecimento dos sistemas de ancoragem química.

À Construtora de Vila Franca pelo apoio na construção das duas paredes ensaiadas.

Por fim, agradecer ao meu irmão, Diogo, pela revisão do texto em inglês e à minha família pela estabilidade concedida a todos os níveis, que tornaram estes últimos 5 anos num agradável percurso.

RESUMO

Nesta dissertação, procurou desenvolver-se uma solução de reforço estrutural sísmico de paredes de alvenaria, baseada no conceito de um caixilho de janela com funções estruturais.

A solução de reforço surgiu a partir da observação de que a existência de aberturas em paredes portantes de alvenaria agrava e antecipa a formação de mecanismos de colapso das paredes. A solução desenvolvida visa aumentar a rigidez e a resistência da zona da abertura, até ao ponto em que a parede reforçada se comporte como se a abertura não existisse. Este objetivo foi conseguido através da instalação de um quadro metálico no interior da abertura.

A solução de reforço foi validada através de ensaios de carga sobre dois modelos físicos iguais, construídos à escala 1:2 em alvenaria de pedra irregular com argamassa à base de cal e dispendo de uma abertura central. Ambos os modelos físicos foram sujeitos à imposição de um historial cíclico de deslocamentos crescentes, cumulativamente com uma carga vertical constante, simulando a tensão vertical que as paredes portantes ficam sujeitas. Um dos modelos não foi reforçado, enquanto que o outro foi reforçado com um quadro metálico, em perfil UPN, ligado à alvenaria nos cantos da abertura através de varões roscados e buchas químicas.

Os resultados experimentais mostraram que a técnica de reforço conduziu a um aumento apreciável da resistência e da capacidade de deformação horizontal, assim como da capacidade de dissipação de energia.

Desenvolveram-se modelos numéricos não lineares de ambos os modelos físicos, cujos resultados se aproximaram razoavelmente dos resultados experimentais.

Palavras-chave: caixilho sísmico, reforço sísmico, edifícios de alvenaria de pedra, análise não linear, ensaios experimentais, reabilitação

ABSTRACT

The present dissertation intends to develop a structural window frame for in-plane seismic strengthening of load bearing masonry wall buildings.

The strengthening concept is presented based on the observation that the existence of openings in load bearing masonry wall buildings (windows and doors) often leads to the formation of in-plane collapse mechanisms. The solution developed ultimately aims to stiffen and strengthen the opening to an extent that the wall behaves as if no opening exists. This aim was achieved by installing a steel profile forming a ring inside the opening, properly tied to the surrounding masonry wall.

The strengthening concept was validated by means of a testing campaign in which two 1:2 geometric scale physical models with a similar central opening were cyclically tested to failure. One of these models was unreinforced whereas the other had a UPN profile internal ring tied to the masonry's corners by means of threaded rebars with chemical anchors. The material of these walls was common rubble masonry with lime-based mortar and render. These wall models were subjected to a constant vertical load with a cyclically increasing top lateral (in-plane) displacement history.

The experimental results show that the strengthening technique leads to a significant increase of strength and in-plane deformation capacity as well as in terms of cumulative dissipated energy at collapse.

Non-linear numerical models of the perforated walls were developed and calibrated. Numerical results showed good approximation with the experimental results.

Key-words: seismic window frame, seismic reinforcement, stone masonry buildings, non-linear analysis, experimental tests, rehabilitation

ÍNDICE DE CONTEÚDOS

1.	Introdução.....	1
1.1	Motivação e enquadramento geral.....	1
1.2	Objetivos	3
1.3	Estrutura da dissertação	3
2.	Caracterização estrutural de edifícios em alvenaria.....	5
2.1	Considerações gerais	5
2.2	Comportamento sísmico de edifícios de alvenaria	6
2.2.1	Comportamento no plano da parede	7
2.2.2	Comportamento fora-do-plano da parede	9
3.	Reforço sísmico de edifícios de alvenaria	11
3.1	Reboco armado.....	12
3.2	Injeção de argamassas	14
3.3	Reforço com FRP.....	15
3.4	Refechamento de juntas	16
4.	Desenvolvimento da solução de reforço.....	19
4.1	A solução “Caixilho Sísmico”	19
4.2	Comportamento do quadro metálico.....	19
4.2.1	Pressuposto	19
4.2.2	Rigidez da escora diagonal de alvenaria.....	19
4.2.3	Rigidez do quadro metálico	21
4.2.4	Inércia do perfil metálico - expressões de dimensionamento	22
5.	Ensaio experimentais.....	25
5.1	Construção dos modelos físicos	25
5.1.1	Resistência mecânica à tração e à compressão da argamassa utilizada	27
5.2	Solução de reforço adotada	31
5.2.1	Seleção do perfil metálico.....	31
5.2.2	Ligação quadro metálico - alvenaria.....	32
5.2.3	Instalação da solução de reforço	33
5.3	Montagem do ensaio.....	35
5.3.1	Transporte das paredes.....	36
5.3.2	Aplicação da carga vertical.....	36
5.3.3	Imposição do deslocamento horizontal	37
5.3.4	Travamento da sapata	38
5.3.5	Instrumentação e monitorização.....	39
5.4	História dos deslocamentos	42
5.5	Descrição dos ensaios	43
5.5.1	Ensaio da parede não reforçada (UMW).....	43

5.5.2	Ensaio da parede reforçada (RMW)	45
5.5.3	Comparação	47
5.6	Análise dos resultados experimentais	48
5.6.1	Registo dos extensómetros	48
5.6.2	Determinação dos esforços (N, M _y , M _z) numa secção do quadro metálico	50
5.6.3	Análise da energia dissipada durante os ensaios	53
5.6.4	Perfil em altura dos deslocamentos laterais	55
5.6.5	Rotação do topo das paredes	57
5.7	Conclusões do capítulo	58
6.	Modelação numérica dos ensaios	59
6.1	Modelação numérica da parede de alvenaria não reforçada (UMW)	59
6.1.1	Modelo numérico da parede	59
6.1.2	Calibração do modelo	62
6.1.3	Análise dos resultados	64
6.2	Modelação numérica da parede de alvenaria reforçada (RMW)	66
6.3	Modelação numérica da parede de alvenaria sem abertura (maciça)	69
7.	Considerações Finais	73
7.1	Conclusões	73
7.2	Viabilidade do “Caixilho Sísmico” numa abertura com dimensões reais	75
7.3	Desenvolvimentos futuros	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Modos de rotura característicos de paredes de alvenaria: (a) Derrubamento; (b) Deslizamento; (c) Fendilhação diagonal. (Cakir, 2015)	8
Figura 2.2 - Fendilhação diagonal em paredes de alvenaria após um sismo (Renois, 2010)	8
Figura 2.3 - Colapso de uma parede de alvenaria por derrubamento composto	9
Figura 2.4 - Colapso de uma parede de alvenaria por derrubamento simples (Maione, 2016), (Blasi, 2004)	9
Figura 2.5 - Colapso de uma parede de alvenaria por flexão horizontal (Maione, 2016), (Sisma, 2012)	10
Figura 2.6 - Colapso de uma parede de alvenaria por flexão vertical (Maione, 2016), (Marini, 2015) ..	10
Figura 3.1 - Utilização de elementos de cantaria de maior dimensão e de ancoragens exteriores na ligação entre paredes ortogonais (Diane, 2014), (CHR, 2016)	12
Figura 3.2 - Esquema do reforço com reboco armado (Mapei, 2016)	12
Figura 3.3 - Pormenor da ligação entre as malhas dos dois lados da parede (Zanello, 2015)	13
Figura 3.4 - Aplicação da rede de reforço na igreja S. Michele, em Rovigo, Itália (Ingegno, 2016)	13
Figura 3.5 - Utilização do reboco armado na reabilitação e reforço de um edifício na Avenida da Liberdade, Lisboa (Sierra, 2012)	13
Figura 3.6 - Disposição dos tubos de injeção (Cabrita, 2010)	14
Figura 3.7 - Reforço de uma parede do Teatro la Fenice através da injeção de caldas (Resinproget, 2016)	15
Figura 3.8 - Utilização de FRP para reforço a cargas no plano da parede (Islam, 2008)	16
Figura 3.9 - Utilização de FRP para reforço a cargas perpendiculares ao plano da parede (Islam, 2008)	16
Figura 3.10 - Utilização de FRP no confinamento de um pilar de canto (Firmo, 2016)	16
Figura 3.11 - Faseamento do refechamento de juntas quando se reforçam os dois lados da parede (Roque, 2012)	17
Figura 3.12 - Aplicação da REABILITA RJ 35 no refechamento de juntas (Secil A. , 2016)	18
Figura 4.1 - Modelo da escora de alvenaria	20
Figura 4.2 - Modelos da estrutura metálica estudados	21
Figura 5.1 - Dimensões das paredes de alvenaria de pedra a construir (sem reboco) (m)	25
Figura 5.2 - Pedra Lioz utilizada	26
Figura 5.3 - Colocação do lintel no topo da abertura	27
Figura 5.4 - Parede de alvenaria rebocada	27
Figura 5.5 - Molde para provetes normalizados de argamassa	27
Figura 5.6 - Provetes de argamassa prontos a ensaiar	27
Figura 5.7 - Ensaio de flexão de provetes de argamassa	28
Figura 5.8 - Ensaio de compressão de provetes de argamassa	28
Figura 5.9 - Superfície de rotura do ensaio de compressão	28

Figura 5.10 - Localização dos pontos de fixação e do quadro metálico em alçado e planta (mm).....	32
Figura 5.11 - Esquema da fixação do quadro metálico à alvenaria (mm).....	33
Figura 5.12 - Montagem da solução de reforço I	34
Figura 5.13 - Montagem da solução de reforço II	35
Figura 5.14 - Aspeto final da parede reforçada	35
Figura 5.15 - Sistema de aplicação da carga vertical na parede	36
Figura 5.16 - Sistema de aplicação da carga horizontal na parede	37
Figura 5.17 - Sistema que visa obrigar a parede e o atuador a funcionarem em conjunto.....	38
Figura 5.18 - Esquema do travamento horizontal da sapata	38
Figura 5.19 - Esquema do travamento vertical da sapata (m)	39
Figura 5.20 - Instrumentação da parede de alvenaria (m)	40
Figura 5.21 - LVDT(d4) e ligação do fio do LVDT(d12) à parede	41
Figura 5.22 - Sistema de pesos, fios e roldanas	41
Figura 5.23 - LVDT(d3)	41
Figura 5.24 - Instrumentação do quadro metálico (mm)	41
Figura 5.25 - Extensómetro e2.....	41
Figura 5.26 - História dos deslocamentos e numeração dos semi-ciclos (a encarnado).....	43
Figura 5.27 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (UMW)	44
Figura 5.28 - Padrão de fendilhação da parede não reforçada.....	45
Figura 5.29 - Primeira vez que se atingiu -18 mm de deformação (semi-ciclo 24)	45
Figura 5.30 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (RMW)	46
Figura 5.31 - Padrão de fendilhação da parede reforçada.....	47
Figura 5.32 - Quadro metálico deformado	47
Figura 5.33 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (UMW e RMW)	47
Figura 5.34 - Leituras dos extensómetros instalados no quadro metálico de reforço	49
Figura 5.35 - Localização dos extensómetros nas secções instrumentadas	50
Figura 5.36 - Esforço axial na secção B.....	51
Figura 5.37 - Momento em Z na secção B	51
Figura 5.38 - Localização dos pontos da secção B onde ocorreram as tensões máximas	52
Figura 5.39 - Energia dissipada num ciclo completo (Zimmermann, 2012)	53
Figura 5.40 - Energia dissipada acumulada em função dos semi-ciclos.	54
Figura 5.41 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (até ao semi-ciclo 16)	55
Figura 5.42 - Evolução do perfil em altura do deslocamento lateral ao longo dos ensaios	56
Figura 5.43 - Separação da parcela de alvenaria	57
Figura 5.44 - Rotação do topo das paredes.....	58
Figura 6.1 - Definição do material e da espessura de cada superfície	59
Figura 6.2 - Funções que descrevem o comportamento da alvenaria à tração e à compressão (TNO DIANA, 2007)	60
Figura 6.3 - Malha de elementos finitos adotada	62

Figura 6.4 - Curva numérica utilizando as propriedades dos materiais inicialmente adotadas	63
Figura 6.5 - Calibração da curva numérica a partir da envolvente experimental	63
Figura 6.6 - Diagrama histerético experimental e curva numérica calibrada (UMW)	64
Figura 6.7 - Padrão de danos numérico e experimental (colapso) da UMW	65
Figura 6.8 - Deformada do modelo numérico para um deslocamento de 23,1 mm no topo da parede (UMW)	65
Figura 6.9 - Diagrama histerético experimental e curva numérica respeitante à modelação do reforço - modelo inicial.....	67
Figura 6.10 - Diagrama histerético experimental e curva numérica respeitante à modelação do reforço - modelo final.....	68
Figura 6.11 - Padrão de danos numérico (pico) e experimental (colapso) da RMW	68
Figura 6.12 - Curva numérica do ensaio à parede maciça	69
Figura 6.13 - Padrão de danos (fissuração) para um deslocamento de 17,7 mm no topo da parede maciça	70
Figura 6.14 - Síntese de todas as curvas obtidas	70
Figura 7.1 - Esquema de uma possível solução de reforço a implementar nas aberturas de um edifício antigo em alvenaria de pedra (m)	76
Figura A.1 - Deformada correspondente à força horizontal máxima (7,367 mm; 114,6 kN), fator de ampliação de 24,1	83
Figura A.2 - Nós onde o quadro metálico foi ligado à alvenaria.....	83
Figura A.3 - Padrão de danos (fissuração) correspondente à força horizontal máxima	83
Figura A.4 - Deformada correspondente à força horizontal máxima (8,979 mm; 105,8 kN), fator de ampliação de 22,6	84
Figura A.5 - Nós onde o quadro metálico foi ligado à alvenaria.....	84
Figura A.6 - Padrão de danos (fissuração) correspondente à força horizontal máxima	84

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.1 - Forças máximas registadas nos ensaios realizados aos provetes de argamassa	28
Tabela 5.2 - Resistência à tração por flexão e resistência à compressão dos provetes de argamassa	29
Tabela 5.3 - Resistências à tração e compressão de argamassas à base de cal hidráulica natural	30
Tabela 5.4 - Resistências à tração e compressão de argamassas à base de cal aérea hidratada	30
Tabela 5.5 - Inércia mínima do perfil metálico (parede de ensaio)	31
Tabela 5.6 - Método B: definição do número de ciclos e das amplitudes (ASTM, 2002).....	42
Tabela 5.7 - Esforços máximos na Secção B do UPN 160	52
Tabela 5.8 - Valores e relações relevantes do diagrama da energia dissipada acumulada	54
Tabela 6.1 - Propriedades do betão	60
Tabela 6.2 - Propriedades da alvenaria inicialmente adotadas	61
Tabela 6.3 - Propriedades da alvenaria do modelo calibrado	64
Tabela 6.4 - Propriedades do aço	66
Tabela 6.5 - Geometria do perfil UPN 160 adotada	66
Tabela 6.6 - Propriedades dos elementos elásticos de alvenaria	67
Tabela 7.1 - Inércia mínima do perfil metálico (parede real)	75

1. Introdução

1.1 Motivação e enquadramento geral

Existe em Portugal um número muito significativo de edifícios antigos construídos antes da publicação de regulamentação estrutural, em particular daquela referente à resistência sísmica dos edifícios. Na época em que estes edifícios foram construídos, os elementos estruturais eram dimensionados para resistir sobretudo às ações gravíticas, com pouca análise no que se refere ao seu comportamento sísmico. Além disso, o natural envelhecimento e deterioração dos materiais estruturais (pedra, argamassa e madeira) conduziu a alterações das suas propriedades mecânicas e, conseqüentemente, à degradação da segurança estrutural dos mesmos edifícios. Por estas razões, a maior parte dos edifícios construídos em alvenaria de pedra não cumprem os requisitos de segurança sísmica atuais e necessitam de ser reforçados.

Muitas técnicas de reforço de edifícios antigos em alvenaria já foram estudadas com alguma profundidade, através de vastas campanhas experimentais, e provou-se a sua eficácia em termos de melhorias de resistência, ductilidade e capacidade de dissipação de energia. O reforço através do refechamento de juntas, da injeção de argamassas fluidas, da colagem de polímeros reforçados com fibras (FRP), da adição de uma camada de reboco armado, da colocação de pregagens metálicas, da substituição de material degradado, da aplicação de elementos pré-esforçados ou da cintagem global do edifício, são algumas das técnicas de reforço mais usuais em edifícios com estrutura em alvenaria e que apresentam alguma eficácia.

Genericamente, o objetivo da reabilitação de edifícios antigos consiste em conferir aos edifícios as necessárias condições de conforto térmico e acústico, assim como garantir a segurança estrutural, sísmica e ao fogo da construção. O reforço estrutural está normalmente associado a obras de reabilitação de edifícios com algum estado de degradação, procurando adequá-los a um novo uso ou prolongar o existente, tendencialmente a capacitá-los com as condições de segurança estrutural exigíveis a uma construção nova. No entanto, o dono de obra e os utilizadores da construção reabilitada não atribuem, muitas vezes, a devida importância às condições de segurança estrutural, havendo, por isso, a necessidade de inculcar nas pessoas a consciência de que Portugal deve ter edifícios capazes de resistir a fenómenos sísmicos.

Nesse sentido, na presente dissertação apresenta-se um conceito de caixilho sísmico, que procura associar à melhoria da segurança sísmica, a melhoria do conforto de construções antigas em alvenaria. Na reabilitação de edifícios antigos, a substituição dos caixilhos está, normalmente, relacionada com a melhoria da eficiência energética do edifício através da redução das trocas de calor com o exterior. Com a solução proposta pretende-se conciliar os objetivos da eficiência energética com os do reforço sísmico. Refira-se que a questão da eficiência energética não é tratada na presente dissertação, a qual está focalizada na questão da segurança sísmica.

A ideia de reforçar edifícios antigos por meio de elementos auxiliares ligados a intervenções funcionais ou de melhoria do conforto, considerada na presente dissertação, já foi abordada por Carvalho (2015) que estudou a hipótese de melhorar o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria a partir da introdução dos sistemas autoportantes utilizados na instalação dos elevadores. De referir que, nesse estudo, se concluiu que, dificilmente, o recurso a essas estruturas autoportantes será suficiente para verificar a segurança sísmica, mas que auxiliará o comportamento global do edifício.

Não se procura, portanto, que a introdução do caixilho sísmico garanta, por si só, a segurança sísmica da estrutura. A garantia da segurança pode ser conseguida através da conjugação de várias intervenções de reforço que melhorem, simultaneamente, as condições de conforto, de habitabilidade e a segurança estrutural dos edifícios antigos.

É importante que as técnicas de reforço sejam validadas através de campanhas experimentais, mas, apesar de já terem sido realizados muitos trabalhos sobre paredes de alvenaria maciças, pouco foi feito sobre o reforço de paredes com aberturas. Num desses trabalhos, Kalali (2012) avaliou o comportamento sob o efeito de cargas cíclicas horizontais de protótipos de paredes de tijolo com uma abertura central, reforçados com mantas de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP). Nesse trabalho foram testadas várias configurações, tipos e quantidades de GFRP e foram indicados os resultados ao nível da resistência a cargas verticais, da resistência a cargas no plano, da capacidade de deformação e da capacidade de dissipação de energia até ao colapso. Posteriormente, Kalali (2013) realizou a simulação numérica da técnica de reforço que estudou, através de modelos de elementos finitos com leis de comportamento não linear e verificou a sua fiabilidade através da comparação desses resultados com os dos seus ensaios experimentais.

Os modelos computacionais são largamente utilizados no dimensionamento de estruturas, mas, na maioria dos casos, os programas de cálculo só permitem análises elásticas lineares. Nesses casos, os resultados são posteriormente afetados por um coeficiente de comportamento, de modo a traduzir a não linearidade física da estrutura face às ações sísmicas. Este processo é frequentemente usado no dimensionamento de estruturas em betão armado ou em aço, com características e comportamentos bem conhecidos, mas no caso de estruturas em alvenaria é difícil identificar um coeficiente de comportamento adequado, visto que os materiais utilizados e os processos construtivos são pouco padronizáveis.

Em muitos casos, para modelar estruturas em alvenaria recorre-se a programas com capacidade de análise não linear, como é o caso do programa de cálculo DIANA (TNO DIANA, 2007), que foi utilizado nesta dissertação. Este tipo de análise exige um muito maior esforço de modelação, mas permite avaliar o comportamento real das estruturas e determinar a evolução da fissuração e os respetivos modos de colapso.

1.2 Objetivos

Estabeleceram-se para este trabalho os seguintes objetivos:

- Identificar as técnicas adequadas para o reforço de paredes de alvenaria antigas quando solicitadas por carregamentos horizontais segundo o seu plano.
- Avaliar o comportamento de um caixilho metálico para reforço de paredes e para os diferentes tipos de ligação à alvenaria envolvente.
- Desenvolver um protótipo dessa solução de caixilho metálico de reforço, nomeadamente através da escolha do perfil adequado e de um tipo de ligação reforço - alvenaria eficaz.
- Avaliar a eficácia da solução de reforço através de duas campanhas experimentais. Neste caso, um modelo físico de uma parede sem o reforço e outro de uma parede com o reforço instalado foram submetidos a um carregamento horizontal cíclico crescente até ao colapso. A análise dos resultados experimentais incidiu, principalmente, na capacidade resistente dos modelos físicos das paredes e na sua capacidade de deformação e de dissipação de energia.
- Desenvolver modelos numéricos de elementos finitos, com comportamento não linear, de ambos os modelos físicos das paredes ensaiados e calibrá-los a partir dos resultados experimentais.

1.3 Estrutura da dissertação

Este trabalho encontra-se organizado em 7 capítulos, apoiados em pesquisa bibliográfica. Neste *Capítulo 1* efetua-se uma abordagem ao tema, enunciam-se os objetivos do estudo e descreve-se a organização da dissertação.

No *Capítulo 2* descreve-se resumidamente o comportamento sísmico típico dos edifícios antigos com estrutura em alvenaria, com especial destaque para o comportamento das paredes de alvenaria quando submetidas a solicitações horizontais no plano e fora do plano.

No *Capítulo 3* apresenta-se uma revisão das técnicas mais utilizadas no reforço de paredes de alvenaria, nomeadamente as seguintes: aplicação de reboco armado, injeção de argamassas fluidas, reforço com colagem de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP) e refechamento de juntas.

No *Capítulo 4* apresenta-se o conceito de reforço proposto, o Caixilho Sísmico, e a análise do seu comportamento para diferentes ligações à alvenaria (diferentes condições de apoio). Desta análise resultaram expressões simplificadas para dimensionamento do perfil a utilizar no quadro metálico de reforço.

No *Capítulo 5* descrevem-se os ensaios experimentais cíclicos efetuados para caracterização da solução de reforço proposta e discutem-se os seus principais resultados. Começa-se por descrever o processo construtivo dos modelos físicos das paredes e, de seguida, descreve-se a solução de reforço considerada, nomeadamente, o perfil metálico usado e o tipo de ligação adotada. Por último,

apresentam-se os principais resultados dos ensaios realizados em dois modelos físicos de parede, um reforçado e outro não reforçado, nomeadamente no que diz respeito às capacidades resistente, de deformação e de dissipação de energia.

No *Capítulo 6* apresentam-se análises numéricas não lineares realizadas com modelos de elementos finitos, tendo por objetivo simular os ensaios experimentais realizados e, assim, calibrar as propriedades mecânicas dos modelos. A calibração dos modelos numéricos permitirá simular com suficiente rigor outras condições de ensaio, nomeadamente o comportamento do modelo físico de parede sem abertura.

No *Capítulo 7* efetuam-se algumas considerações finais acerca do reforço sísmico de edifícios antigos em alvenaria de pedra através da introdução do Caixilho Sísmico nas aberturas das suas paredes, apresentando-se as suas conclusões e sugerindo alguns desenvolvimentos futuros.

2. Caracterização estrutural de edifícios em alvenaria

2.1 Considerações gerais

Um edifício antigo de alvenaria é constituído por elementos portantes verticais (as paredes) em alvenaria de pedra e/ou tijolo, ligada por argamassas de cal, tradicionalmente aérea. Nas paredes, apoiam-se os elementos estruturais horizontais, habitualmente em madeira, dos pisos e da cobertura.

De uma forma geral, um edifício é considerado antigo se foi construído antes da generalização do betão armado como o material estrutural dominante, o que aconteceu por volta da década de 1940. Na época da construção dos designados edifícios antigos predominava o uso de materiais e técnicas de construção tradicionais, nomeadamente a alvenaria de pedra e/ou tijolo, a madeira e em alguns casos o ferro e/ou o aço.

Os materiais tradicionais mais correntes, como a madeira, a pedra, o tijolo e as argamassas apresentam fracas características mecânicas, o que se julga conferir uma significativa vulnerabilidade sísmica aos edifícios antigos.

Esta dissertação enquadra-se no estudo de edifícios em alvenaria de pedra (também designada de alvenaria ordinária), mais concretamente, na análise do comportamento das paredes estruturais com aberturas. Neste documento não é abordado o estudo de paredes mistas de alvenaria e madeira, como é o caso das paredes de frontal da construção pombalina.

As anomalias mais comuns em paredes de alvenaria consistem na fendilhação, esmagamento e desagregação (Pereira, 2009). A **fendilhação** dá-se, principalmente, junto às aberturas (portas e janelas) por se tratarem das regiões onde surgem concentrações de tensões. Pode, também, ocorrer fendilhação junto das zonas de ligação entre paredes ou surgir fendilhação diagonal no centro dos panos de alvenaria. O aparecimento da fendilhação pode ser resultado de uma construção deficiente, da utilização da estrutura, de ações térmicas ou, ainda, resultar de assentamentos das fundações.

O **esmagamento** é um fenómeno localizado que surge em zonas onde se concentram as tensões de compressão. Por exemplo, a demolição de paredes com função estrutural, com transferência de carga para outras paredes, introduz nesses elementos um aumento das tensões, que se pode traduzir em compressões na alvenaria superiores à resistência, resultando no esmagamento localizado da parede.

A **desagregação** é um fenómeno mais generalizado, com maior incidência em paredes exteriores sujeitas a ciclos de molhagem e secagem, a infiltrações, a ascensão de água por capilaridade, a variações de temperatura ou ao vento. O agravamento do estado de desagregação pode condicionar significativamente as propriedades mecânicas da alvenaria, podendo colocar a integridade da parede em risco.

2.2 Comportamento sísmico de edifícios de alvenaria

A grande maioria, se não todos, os edifícios antigos em alvenaria existentes na atualidade foram concebidos e construídos sem consideração da segurança sísmica. Só em 1958 foi publicado o primeiro regulamento nacional de segurança sísmica, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS), o qual deu origem a outros regulamentos como é o caso do Regulamento de Segurança e Ações (RSA), 1983, e mais recentemente o Eurocódigo 8 (EC8), onde a verificação da segurança sísmica das estruturas passou a ser obrigatória.

A ocorrência de um sismo induz, na estrutura, deslocamentos e acelerações nas três direções do espaço. O movimento sísmico produz forças de inércia nessas direções, as quais são proporcionais às massas do sistema estrutural.

Numa fachada de um edifício em alvenaria, são os nembos entre janelas que mais contribuem para a resistência às ações sísmicas e às cargas verticais, sendo que cabe aos lintéis garantir a boa ligação entre os nembos. Assim, fatores como a altura dos lintéis, a largura dos nembos, a distância entre nembos e a altura do edifício têm grande influência no comportamento de uma fachada durante um sismo.

As paredes divisórias, cuja função é organizar o espaço arquitetonicamente, em muitos casos, não foram dimensionadas para receberem solicitações verticais nem horizontais. Ainda assim, na ocorrência de um sismo, esses elementos ajudam ao travamento horizontal do edifício e a sua disposição tem grande influência nos modos de vibração da estrutura.

Em geral, os pavimentos de madeira presentes nas construções antigas em alvenaria apresentam alguma deformabilidade no seu plano, isto é, apresentam insuficiente resistência e rigidez em planta. Nestes casos, as forças de inércia (forças sísmicas) tenderão a ser distribuídas pelas paredes estruturais paralelas à direção da ação sísmica, de acordo com a área de influência de cada parede, independentemente da sua rigidez.

No entanto, a rigidez no plano dos pisos (ainda que por vezes limitada) permite, durante um evento sísmico, distribuir de forma mais adequada as ações sísmicas pelos diversos elementos verticais. Mas, para uma eficaz distribuição, é necessário garantir uma boa ligação piso-parede.

Por outro lado, é sabido que a organização dos edifícios em planta tem grande influência nos tipos de mecanismos de colapso que ocorrem durante um evento sísmico de grande intensidade. Binda (2000) refere que edifícios isolados, edifícios em linha, edifícios inseridos em quarteirão ou edifícios organizados de forma complexa / aleatória apresentam modos de rotura próprios, que dependem das condições de fronteira dos seus elementos portantes.

Em caso de sismo, fatores como a existência de grandes vãos, disposições irregulares em planta e a falta de paredes estruturais podem contribuir para a ocorrência de danos graves na estrutura, ou levar mesmo ao seu colapso.

Em alguns casos, o comportamento sísmico de um edifício de alvenaria pode piorar devido a intervenções estruturais realizadas com o objetivo de alterar o uso do edifício ou, simplesmente, para satisfazer novas vontades estéticas ou funcionais. Eliminar paredes ou troços de paredes, aumentar os vãos das janelas, introduzir novas janelas ou portas e adicionar pisos superiores, por vezes em betão armado, são algumas das modificações correntes que fazem aumentar o risco de falhas nas paredes originais de alvenaria.

As pedras utilizadas na construção em alvenaria apresentam, em geral, maior rigidez e resistência à compressão quando comparadas com as argamassas de assentamento. Esta diferença torna-se mais evidente em edifícios antigos de alvenaria de pedra ligada por argamassa de cal, onde é vulgar encontrar argamassas deste tipo com valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade de, respetivamente, 1 MPa e 1 GPa, enquanto que as pedras atingem facilmente valores de 20 MPa e 20 GPa. Destas diferenças resulta que o comportamento inicial da alvenaria de pedra seja tendencialmente controlado pelas características mecânicas da argamassa, que pode ser esmagada sob forças de compressão elevadas, levar à abertura de fendas quando sujeita a forças de tração, ou promover o deslizamento quando sujeita a forças de corte. Na maioria dos casos, a fissuração desenvolve-se pela argamassa (Quelhas, 2014).

As paredes resistentes de alvenaria apresentam um comportamento distinto quando sujeitas a ações horizontais paralelas ao seu plano (comportamento no plano) ou perpendiculares ao seu plano (comportamento fora-do-plano). De seguida, são apresentados vários dos mecanismos de colapso associados a estes dois tipos de comportamento, ilustrados com recurso a imagens de edifícios danificados por sismos em Itália.

2.2.1 Comportamento no plano da parede

Quando uma parede de alvenaria está sujeita a ações segundo o seu plano (POLIMI, 2010), os seus mecanismos de rotura podem ser divididos em dois grupos: colapso por flexão composta (Figura 2.1a) ou colapso por corte (Figura 2.1b e c).

No primeiro grupo, o tipo de colapso depende do nível de compressão a que a parede está sujeita. Caso a tensão vertical seja baixa em relação à resistência à compressão da alvenaria, a carga horizontal dá origem a fendilhação no canto tracionado, o que leva a parede a rodar, como um corpo rígido, em torno do canto comprimido e ocorrerá o colapso por **derrubamento** (Figura 2.1a). Se a tensão vertical for elevada, esse mecanismo de colapso poderá envolver o **esmagamento** da alvenaria no canto comprimido.

O colapso devido a fenómenos de corte pode acontecer por deslizamento ou por fissuração diagonal. A rotura por **deslizamento** ocorre segundo uma junta horizontal (Figura 2.1b), quando a tensão de corte resistente é ultrapassada.

A ruptura por **fendilhação diagonal** resulta do aparecimento de uma fenda no centro da parede, a qual se propaga na direção dos cantos (Figura 2.1c). Essa fenda pode difundir-se através das juntas de argamassa, caso se trate de alvenaria de padrão regular (mais comum na alvenaria de tijolo), ou através dos blocos de alvenaria, no caso de o padrão ser irregular (mais comum na alvenaria de pedra). A direção das fendas é perpendicular à direção principal das forças de tração, mas dado que durante um sismo a parede oscila nos dois sentidos, o padrão de fendilhação nessa circunstância tende para a formação de duas linhas ortogonais de fendilhação (Figura 2.2).

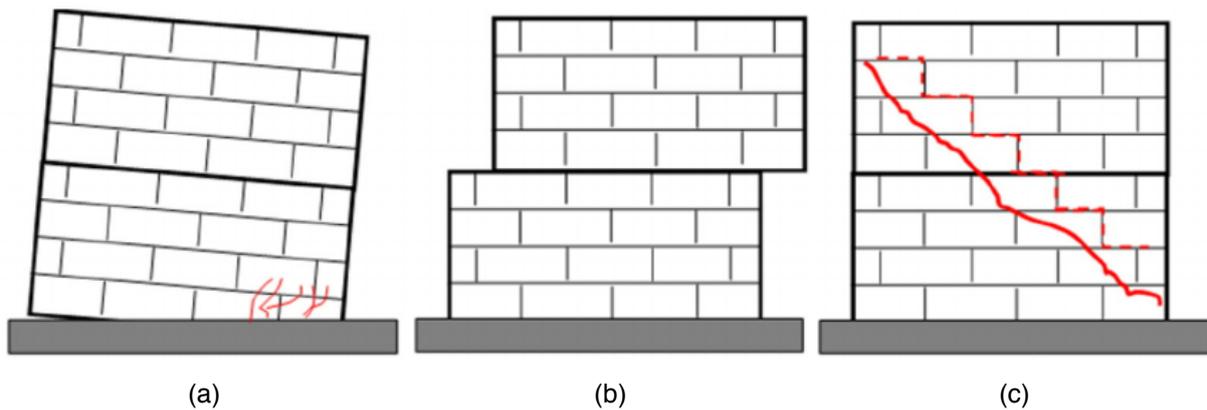


Figura 2.1 - Modos de rotura característicos de paredes de alvenaria: (a) Derrubamento; (b) Deslizamento; (c) Fendilhação diagonal. (Cakir, 2015)



Figura 2.2 - Fendilhação diagonal em paredes de alvenaria após um sismo (Renois, 2010)

A geometria da parede, as condições de fronteira, o nível da carga axial e as propriedades mecânicas dos elementos constituintes da alvenaria (argamassa, aparelho e interfaces) são alguns dos parâmetros que condicionam a ocorrência dos diferentes modos de rotura. A possibilidade de surgirem interações entre os diversos modos de rotura descritos torna, por vezes, difícil isolar e distinguir a ocorrência de um tipo específico de colapso da estrutura.

2.2.2 Comportamento fora-do-plano da parede

Quando uma parede de alvenaria está sujeita a ações horizontais perpendiculares ao seu plano (POLIMI, 2010), os mecanismos de rotura mais observados são por derrubamento e por flexão (horizontal ou vertical).

A ocorrência destes modos de rotura é, em geral, provocada pela fraca ligação entre paredes concorrentes, entre paredes e pisos, ou entre a parede e a sua base.

O derrubamento acontece quando a qualidade das ligações entre a parede e os restantes elementos da estrutura é baixa. Quando existe uma ligação eficaz entre paredes ortogonais, o mecanismo de colapso poderá envolver o derrube de parte das paredes - **derrubamento composto** (Figura 2.3). Quando essa ligação não é eficaz, a fachada do edifício separa-se do resto da estrutura, desabando de seguida - **derrubamento simples** (Figura 2.4).

Em paredes de alvenaria constituídas por múltiplos panos pode acontecer o derrube apenas do pano exterior, caso a conexão entre panos seja ineficaz ou inexistente.

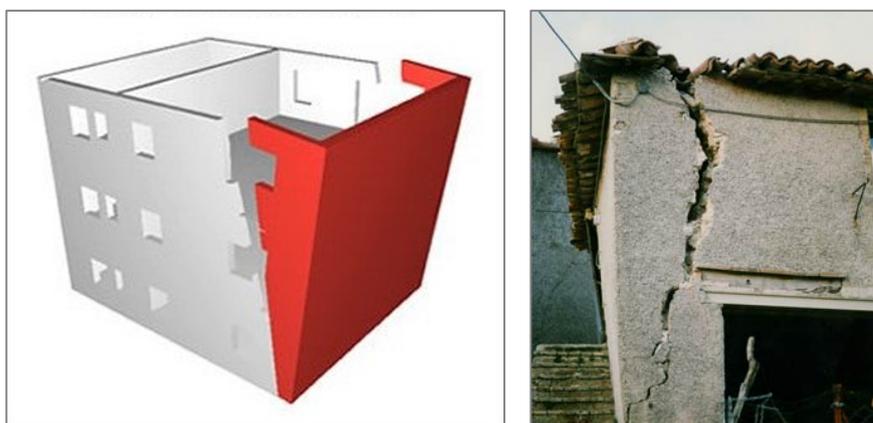


Figura 2.3 - Colapso de uma parede de alvenaria por derrubamento composto (Maione, 2016), (Blasi, 2004)



Figura 2.4 - Colapso de uma parede de alvenaria por derrubamento simples (Maione, 2016), (Blasi, 2004)

Como se pode ver na Figura 2.4, o derrube de uma fachada não resulta obrigatoriamente no colapso global da estrutura. Em muitos casos, o derrube da parede dá-se para o exterior, deixando o interior do edifício intacto.

A rotura por **flexão horizontal** (Figura 2.5) acontece, em geral, em situações de boa ligação entre as paredes exteriores e os restantes elementos estruturais. Este fenómeno pode ser agravado se existir uma fraca ligação entre a parede e as vigas da cobertura ou dos pisos.



Figura 2.5 - Colapso de uma parede de alvenaria por flexão horizontal (Maione, 2016), (Sisma, 2012)

A rotura por **flexão vertical** (Figura 2.6) é comum em paredes com grandes vãos, restringidas nas extremidades e livres de se movimentar na zona central. Este tipo de rotura tem mais probabilidade de acontecer no caso de não haver ligação da parede aos pisos intermédios.

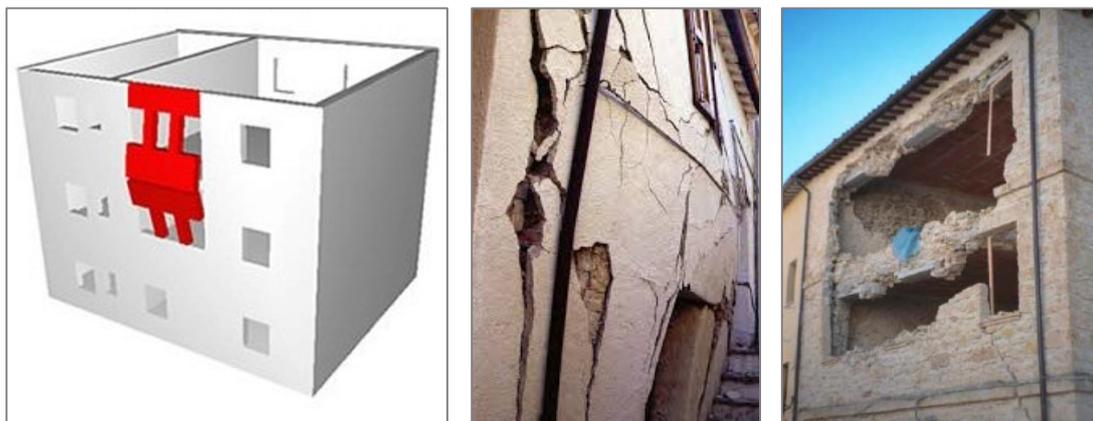


Figura 2.6 - Colapso de uma parede de alvenaria por flexão vertical (Maione, 2016), (Marini, 2015)

3. Reforço sísmico de edifícios de alvenaria

Uma das maiores fontes de conhecimento da engenharia sísmica consiste na observação dos danos provocados por sismos. O estudo de zonas afetadas por sismos permite, ainda, validar a eficácia de técnicas de reforço e compreender o seu comportamento.

Nesse sentido, Binda (2000) realizou um levantamento extenso de danos em dois centros históricos de Umbria, Itália, no seguimento do sismo de Umbria-Marche que ocorreu nessa região, em 26 de Setembro de 1997. O objetivo do trabalho foi o de compreender os mecanismos de colapso mais comuns em edifícios de alvenaria de pedra e, assim, contribuir para o desenvolvimento de técnicas de reparação e de reforço eficazes. Ao mesmo tempo, os autores aproveitaram para estudar as técnicas de reforço tradicionais, instaladas após o sismo de Norcia, em 19 de Setembro de 1979, procurando avaliar a sua eficácia, compará-las com as atuais técnicas de reforço e analisar os problemas observados de incompatibilidade estrutural.

Do levantamento de danos do sismo de 1997 na região de Umbria-Marche, surgiu um conjunto de esquemas com a descrição dos mecanismos de colapso típicos de paredes e edifícios em alvenaria (Cardani, 2003). Cada esquema descreve um mecanismo de colapso, indica as suas causas prováveis, apresenta esquemas e imagens reais do mecanismo e revela os possíveis sintomas que lhe deram início.

As intervenções no património construído devem respeitar um conjunto de critérios orientadores, de forma a assegurar uma boa qualidade da solução preconizada. Os critérios consistem em respeitar a autenticidade da estrutura, em garantir os requisitos de fiabilidade estrutural (segurança da estrutura), no princípio da intervenção mínima, na compatibilidade dos novos materiais com os existentes, na durabilidade dos materiais e dispositivos utilizados, na não-intrusividade, na não-visibilidade e na reversibilidade. O centro histórico de Lisboa é um exemplo de um local com sismicidade elevada onde existe um grande número de edifícios com estrutura em alvenaria. A solução de reforço sísmico a adotar deve, por isso, ser compatível com a estrutura existente e a sua execução deve procurar ter impactos reduzidos no edifício a reforçar.

O reforço sísmico visa aumentar a ductilidade, a resistência e a capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais e das suas ligações.

Como referido, a qualidade e a eficácia das ligações entre elementos estruturais têm influência no tipo de mecanismo de colapso que ocorre. Um bom comportamento sísmico do edifício pode ser alcançado caso se garanta a boa qualidade das ligações entre paredes concorrentes e entre pisos e paredes. Em certos edifícios antigos esta preocupação foi atendida durante a fase de construção por intermédio de pregagens de costura, por tirantes ou pela cintagem global do edifício. Na Figura 3.1 podem ver-se exemplos de edifícios onde a ligação entre paredes concorrentes foi reforçada através da introdução de ancoragens exteriores ou através da sobreposição de elementos de cantaria de maior dimensão em direções alternadas.



Figura 3.1 - Utilização de elementos de cantaria de maior dimensão e de ancoragens exteriores na ligação entre paredes ortogonais (Diane, 2014), (CHR, 2016)

De seguida, são apresentados alguns tipos de reforço sísmico com aplicação possível em paredes de alvenaria de pedra. São eles o reboco armado, a injeção de argamassas, o reforço com FRP e o refechamento de juntas.

3.1 Reboco armado

O reforço por aplicação de reboco armado aumenta a resistência ao corte e à tração das paredes de alvenaria, promove uma melhoria da ligação entre paredes, controla a fendilhação e aumenta a ductilidade da parede de alvenaria - (Costa, 2012), (Guerreiro, 2015), (Maurício, 2012).

Esta técnica consiste na introdução de uma malha metálica ou sintética (de polímeros ou de fibras de vidro, carbono ou basalto) de um, ou de ambos, os lados da parede de alvenaria. Em geral, a malha é fixa por um sistema de pregagens ou conetores e envolvida numa camada de argamassa de 2 a 4 cm de espessura. Na Figura 3.2 é apresentado um esquema legendado deste tipo de solução de reforço.



- 1 - Alvenaria de pedra
- 2 - Reboco de regularização e armadura
- 3 - Fixação química do conetor
- 4 - Conetor
- 5 - Reboco
- 6, 7 e 8 - Restante acabamento

Figura 3.2 - Esquema do reforço com reboco armado (Mapei, 2016)

O reboco armado introduz na parede um certo grau de confinamento, o que faz aumentar a sua ductilidade e conseqüente capacidade de dissipação de energia. O confinamento é maior se o reboco armado for aplicado dos dois lados da parede. Neste caso, é preferível que as conexões atravessem toda a espessura da parede (Figura 3.3).

Na montagem do reforço em obra deve garantir-se uma correta sobreposição entre malhas adjacentes, uma distribuição uniforme do reforço pelas áreas intervencionadas e uma eficiente distribuição de conetores pela parede. Outro dos aspetos críticos desta solução de reforço consiste na amarração vertical das malhas de reforço nas extremidades (ou pisos). Na Figura 3.4 pode ver-se uma correta aplicação da malha de reforço.

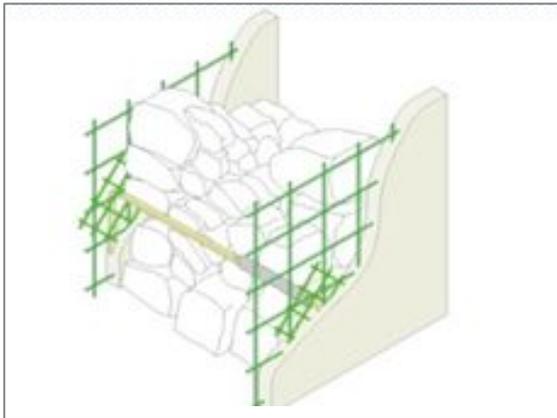


Figura 3.3 - Pormenor da ligação entre as malhas dos dois lados da parede (Zanello, 2015)



Figura 3.4 - Aplicação da rede de reforço na igreja S. Michele, em Rovigo, Itália (Ingegno, 2016)

Quando a camada de reboco é insuficiente, pode ocorrer a corrosão do aço. Em ambientes mais agressivos, a durabilidade pode ser aumentada utilizando malhas de FRP adequadas, aço inoxidável ou aço galvanizado.

A figura que se segue (Figura 3.5) ilustra a utilização de reboco armado no reforço de uma fachada, aproveitada na reabilitação de um edifício na Avenida da Liberdade em Lisboa.



Figura 3.5 - Utilização do reboco armado na reabilitação e reforço de um edifício na Avenida da Liberdade, Lisboa (Sierra, 2012)

3.2 Injeção de argamassas

A injeção de argamassas fluidas em paredes de alvenaria consiste no preenchimento de fendas e vazios, de forma a aumentar a homogeneidade, repor a continuidade estrutural e melhorar as propriedades mecânicas da alvenaria (Guerreiro, 2015).

Para se garantir uma injeção de qualidade, a calda deve ser compatível fisicamente e quimicamente com os materiais existentes, apresentar resistências mecânicas suficientes e adequadas e ter um baixo módulo de elasticidade. Sendo assim, a escolha da calda deve ir de encontro aos requisitos específicos de cada estrutura a reforçar (Luso, 2012).

Antes de se proceder à injeção deve-se selar as fendas e refechar juntas abertas à superfície da parede, de forma a evitar a fuga da calda durante a injeção. Devem, também, retirar-se os revestimentos mal aderentes à alvenaria e deixar os orifícios necessários à injeção, os quais devem estar regularmente espaçados, com distâncias da ordem de grandeza da espessura da parede (Figura 3.6).



Figura 3.6 - Disposição dos tubos de injeção (Cabrita, 2010)

O modo de injeção das caldas depende do estado de degradação da parede e das características do material de injeção a utilizar. A injeção pode ser feita sob pressão, por gravidade ou por vácuo.

Esta técnica de reforço é irreversível, mas permite preservar o aspeto exterior da estrutura, o que torna esta técnica uma das mais utilizadas na reabilitação e reforço de edifícios de alvenaria de elevado valor arquitetónico (Costa, 2012).

Alguns dos problemas associados a este tipo de reforço são a informação limitada fornecida pelos fabricantes na ficha técnica das argamassas fluidas, o desconhecimento da dimensão e distribuição dos vazios na parede, a dificuldade de a argamassa penetrar em fissuras finas e a necessidade de que a pressão de injeção seja baixa (0,1 a 0,3 MPa) de forma a evitar o aprisionamento de ar dentro das fendas e vazios.

Na figura que se segue (Figura 3.7) pode observar-se a colocação dos tubos de injeção para a consolidação de uma parede do Teatro la Fenice em Veneza.



Figura 3.7 - Reforço de uma parede do Teatro la Fenice através da injeção de caldas (Resinproget, 2016)

3.3 Reforço com FRP

Os polímeros reforçados com fibras (FRP) são materiais compósitos com larga aplicação na reabilitação e reforço de estruturas. Os FRP podem ser constituídos por fibras de carbono (CFRP), de vidro (GFRP) ou de aramida (AFRP) - (Costa, 2012) (Cabrita, 2010) (Pereira, 2009)..

Estes materiais caracterizam-se pela sua elevada resistência à tração, resistência à corrosão, durabilidade e leveza. Como desvantagens, destacam-se a fraca resistência ao fogo e aos raios UV, o comportamento frágil e o custo elevado.

Os FRP podem ser aplicados sob a forma de laminados ou de mantas. As mantas são mais maleáveis e, por isso, mais versáteis na sua adaptação à forma das paredes. Em ambos os casos é necessário garantir uma boa preparação da superfície de alvenaria para poder ser assegurada uma boa aderência entre o compósito e o suporte. A adesão é, em geral, garantida por resinas epoxídicas.

Esta técnica permite reforçar paredes de alvenaria sujeitas a ações horizontais, quer para o comportamento no plano, quer para o comportamento para fora do plano. Na primeira situação, os laminados ou mantas são colocados de forma a evitar os fenómenos de rotura associados a tensões de tração diagonais ou a deslizamento ao longo das juntas da parede (Figura 3.8). Na segunda situação, os laminados ou mantas são dispostos horizontalmente ou verticalmente de forma a contrariar os esforços de flexão horizontal ou vertical, respetivamente (Figura 3.9).



Figura 3.8 - Utilização de FRP para reforço a cargas no plano da parede (Islam, 2008)



Figura 3.9 - Utilização de FRP para reforço a cargas perpendiculares ao plano da parede (Islam, 2008)

Os FRP também podem ser aplicados no confinamento dos cantos das paredes de alvenaria (Figura 3.10).

Em alguns casos, a arquitetura inicial da estrutura pode ser afetada, o que é indesejável quando o edifício a ser reforçado apresenta um valor patrimonial elevado ou se queira deixar as faces de alvenaria à vista.



Figura 3.10 - Utilização de FRP no confinamento de um pilar de canto (Firmo, 2016)

3.4 Refechamento de juntas

O refechamento de juntas através da remoção parcial da argamassa deteriorada e substituição por uma argamassa com melhores características é a técnica indicada para o reforço de paredes de alvenaria de pedra com as juntas de argamassa degradadas devido à erosão provocada pela ação atmosférica (água, vento e variações de temperatura) ou por agentes biológicos (crescimento de plantas nas juntas, por exemplo) (Rodrigues, 2010).

O objetivo desta técnica é devolver a continuidade estrutural à parede, juntamente com melhorias a nível da resistência à compressão e ao corte da alvenaria. A argamassa selecionada deve ser compatível com os materiais existentes.

No caso de o reforço ser realizado apenas de um dos lados da parede, pode retirar-se a argamassa existente até 5 a 7 cm de profundidade. Se o reforço incluir as duas faces, deve-se seguir o faseamento indicado na Figura 3.11, ou seja, extrair inicialmente a argamassa presente até um terço da espessura da parede e proceder à sua substituição e, só depois, repetir o processo do outro lado da parede (Roque, 2012).

Após a remoção da argamassa deteriorada deve limpar-se a zona em intervenção com água a baixa pressão, para limitar a absorção de água por parte do suporte (pedra), quando da introdução da nova argamassa.

Esta técnica é mais eficaz em paredes menos espessas, devido à dificuldade de retirar argamassas localizadas a maiores profundidades.

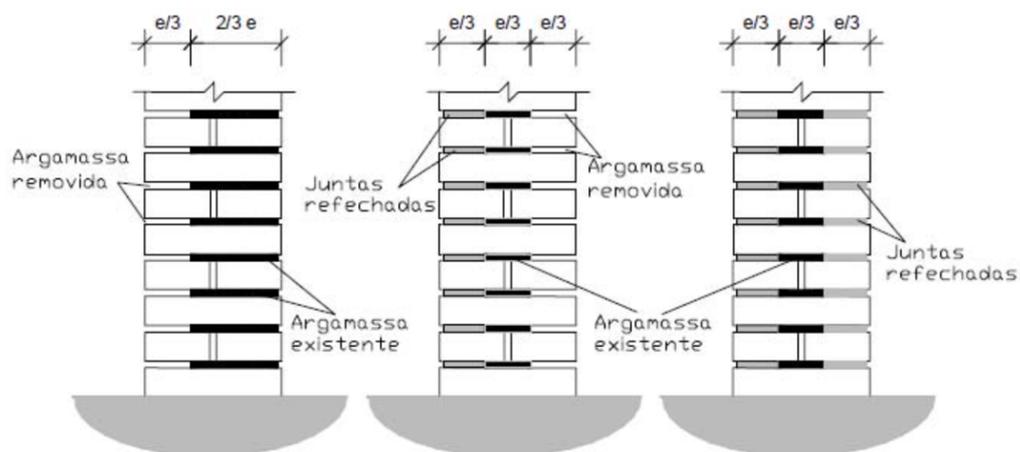


Figura 3.11 - Faseamento do refecimento de juntas quando se reforçam os dois lados da parede (Roque, 2012)

Atualmente, existem várias soluções no mercado de argamassas desenvolvidas especificamente para serem usadas no refecimento de juntas em alvenarias de pedra. É o caso da REABILITA RJ 35 (Figura 3.12), produzida pela Secil Argamassas, que consiste numa argamassa formulada a partir de ligantes à base de cal hidráulica natural, de agregados siliciosos e calcários e de adições. A aplicação desta argamassa é aconselhada em situações com exposição direta da parede a águas de precipitação, dado a composição da argamassa REABILITA RJ 35 contemplar adições de agentes específicos para a melhoria das propriedades hidrófugas da parede, garantindo assim a sua respiração (Secil A. , 2012).



Figura 3.12 - Aplicação da REABILITA RJ 35 no refechamento de juntas (Secil A. , 2016)

Em paredes de alvenaria com juntas regulares e horizontais, como é o caso das alvenarias de tijolo, é possível combinar esta técnica com a introdução de varões de aço inoxidável ou de FRP (que podem, também, ser utilizados na forma de laminados), selados preferivelmente por cal hidráulica. Esse refechamento “armado” permite um maior controlo da fissuração superficial e, quando aliado a soluções de travamento horizontal, garante um certo grau de confinamento à parede (Roque, 2012).

4. Desenvolvimento da solução de reforço

4.1 A solução “Caixilho Sísmico”

Num edifício em alvenaria, as paredes são os elementos que contribuem para a resistência sísmica da estrutura. A existência de aberturas ao longo das paredes reduz significativamente essa resistência, aumentando a vulnerabilidade sísmica e o risco de rotura na ocorrência de um sismo.

Nesse sentido, surgiu o conceito de “Caixilho Sísmico” que tem como objetivo melhorar o comportamento das paredes de alvenaria com aberturas, quando sujeitas a forças horizontais no seu plano. Esta solução consiste na aplicação de um quadro metálico, no contorno interior das aberturas das janelas e ligado à alvenaria envolvente em determinados pontos. Como o nome indica, a ideia desta solução é que o quadro metálico de reforço esteja inserido numa solução para caixilhos de janelas.

Na reabilitação de edifícios antigos, a substituição de caixilhos (velhos por novos) está normalmente relacionada com a melhoria da eficiência energética do edifício através da redução das trocas de calor com o exterior. O “Caixilho Sísmico” permite conciliar ambos os objetivos, o da eficiência energética e o do reforço sísmico.

Para o desenvolvimento da solução de “Caixilho Sísmico” foi necessário, em primeiro lugar, dimensionar o perfil metálico a usar, bem como conceber o tipo de ligação aço-alvenaria.

4.2 Comportamento do quadro metálico

4.2.1 Pressuposto

Tendo como ponto de partida a eliminação dos efeitos resultantes da existência de vãos, procedeu-se ao dimensionamento do perfil metálico de forma a que no limite a existência das aberturas deixasse de constituir uma fragilização da parede.

O comportamento mecânico de um painel retangular de alvenaria quando solicitado no plano pode ser assimilado ao de uma escora (Al-Chaar, 2002). Assim, pretende-se que a rigidez do quadro metálico (K^*) seja igual à rigidez da escora diagonal de alvenaria que este substitui (K), para que o comportamento da parede com aberturas fique idêntico ao comportamento dessa mesma parede se ela não tivesse aberturas. Isto é:

$$K^* = K \quad (4.1)$$

4.2.2 Rigidez da escora diagonal de alvenaria

O modelo proposto para a escora diagonal de alvenaria que substitui uma parcela de parede com dimensões $b \times h$ é apresentado na Figura 4.1. Trata-se de um modelo com apenas 1 deslocamento

independente - o deslocamento horizontal q_1 - e por isso, a equação do método dos deslocamentos corresponde unicamente a:

$$K \cdot q_1 = F \quad (4.2)$$

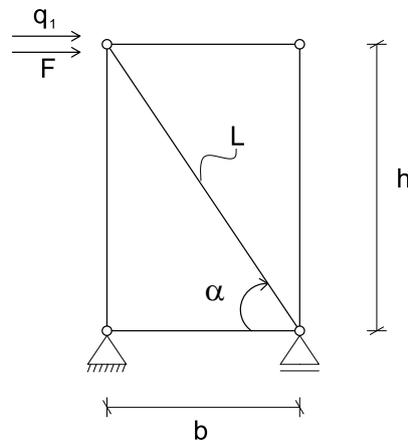


Figura 4.1 - Modelo da escora de alvenaria

Tendo por base esse modelo, a rigidez horizontal da escora de alvenaria (K) é dada por:

$$K = \frac{E_{alvenaria} \cdot A}{L} \cos^2 \alpha \quad (4.3)$$

Onde $E_{alvenaria}$ representa o módulo de elasticidade da alvenaria, A representa a área da escora de alvenaria, L corresponde ao comprimento da escora de alvenaria e α é o ângulo que a escora faz com a horizontal.

A área da escora de alvenaria é o produto entre a sua largura (l_{escora}) e a espessura da parede (t). Existem algumas propostas (Al-Chaar, 2002) para a determinação da largura da escora quando se trata de paredes de alvenaria inclusas em pórticos de betão armado, mas não se conhecem expressões para o presente caso.

É apresentada por Proença (2007), uma expressão simplificada para o valor de l_{escora} quando a parede de alvenaria está inserida nos quadros dos pórticos de um edifício em betão armado. Segundo Proença (2007), pode admitir-se que a largura da escora corresponde a 15% do seu comprimento.

Assim, é possível reescrever a equação (4.3) em função da largura (b), altura (h) e espessura (t) da parede e do módulo de elasticidade da alvenaria, partindo das seguintes relações:

$$L = \sqrt{b^2 + h^2} \quad A = 0,15L \cdot t = 0,15\sqrt{b^2 + h^2} \cdot t \quad \cos^2 \alpha = \left(\frac{b}{L}\right)^2 = \frac{b^2}{b^2 + h^2}$$

Sendo assim, rigidez horizontal da escora de alvenaria é dada por:

$$K = E_{alvenaria} \cdot 0,15t \cdot \frac{b^2}{b^2 + h^2} \quad (4.4)$$

4.2.3 Rigidez do quadro metálico

Para simular o comportamento do quadro metálico de reforço quando incorporado no vão da parede foram definidos 3 modelos (Figura 4.2) em que cada modelo procura representar uma solução de ligação entre o quadro metálico e a alvenaria diferente:

- Modelo A - estrutura metálica com as rotações livres nos nós;
- Modelo B - estrutura metálica com as rotações impedidas nos nós;
- Modelo C - estrutura metálica com as rotações livres nos nós e impedidas a ½ altura dos perfis.

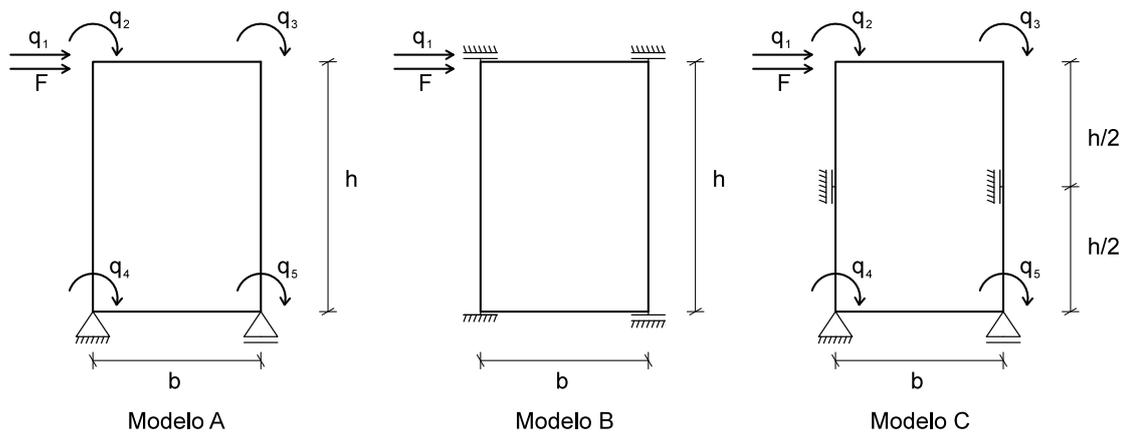


Figura 4.2 - Modelos da estrutura metálica estudados

A largura (b) e altura (h) do quadro metálico correspondem à largura e à altura da parcela de parede definida em 4.2.2.

O Modelo B tem só um deslocamento independente e, por isso, a rigidez horizontal da estrutura metálica é a soma das rigidezes horizontais dos montantes. Assim, tem-se:

$$K_B^* = E_{aço} I \frac{24}{h^3} \quad (4.5)$$

Onde $E_{aço}$ representa o módulo de elasticidade do aço e I a inércia do perfil metálico correspondente à flexão em torno do eixo perpendicular à parede.

No que diz respeito aos modelos A e C, ambos com 5 deslocamentos independentes, a equação do método dos deslocamentos tem de ser escrita na forma matricial:

$$[K]\{q\} = \{f\} \quad (4.6)$$

Onde [K] representa a matriz de rigidez da estrutura metálica (5x5), {q} o vetor dos deslocamentos independentes (5x1) e {f} o vetor das forças aplicadas segundo os deslocamentos independentes (5x1).

Aproveitando o facto de apenas existir uma força aplicada na estrutura, realizou-se uma condensação estática da matriz de rigidez da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_a \\ q_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{com } K_{aa} = K_{11} \text{ e } q_a = q_1)$$

Pela 2ª equação:

$$K_{ba}q_a + K_{bb}q_b = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow q_b = -K_{bb}^{-1}K_{ba}q_a$$

Substituindo q_b na 1ª equação:

$$K_{aa}q_a + K_{ab}q_b = F \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow K_{aa}q_a - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba}q_a = F$$

$$\Leftrightarrow (K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba})q_a = F$$

$$K^* = K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba} \quad (4.7)$$

A equação (4.7) permite calcular a rigidez horizontal da estrutura metálica dos Modelos A e C a partir das respectivas matrizes de rigidez da estrutura. Assim, os resultados são os seguintes:

$$K_A^* = E_{aço}I \frac{24}{h^2(b+h)} \quad (4.8)$$

$$K_C^* = E_{aço}I \frac{192(b+3h)}{h^3(4b+3h)} \quad (4.9)$$

4.2.4 Inércia do perfil metálico - expressões de dimensionamento

Uma vez determinadas a rigidez da escora diagonal de alvenaria (em 4.2.2) e as rigidezes dos vários modelos de estrutura metálica em estudo (em 4.2.3), é possível deduzir a expressão que permite calcular a inércia do perfil metálico da solução de reforço. Assim, procurando que o comportamento da parede com aberturas se assemelhe ao comportamento dessa mesma parede sem aberturas e admitindo que a rigidez da alvenaria correspondente à abertura é determinada com base na analogia com a escora inclinada, conseguem-se as seguintes expressões para a inércia do perfil metálico:

- Modelo A - estrutura metálica com as rotações livres nos nós

$$I = \frac{E_{alvenaria}}{E_{aço}} \cdot 0,15t \cdot \frac{b^2h^2(b+h)}{24(b^2+h^2)} \quad (4.10)$$

- Modelo B - estrutura metálica com as rotações impedidas nos nós

$$I = \frac{E_{alvenaria}}{E_{aço}} \cdot 0,15t \cdot \frac{b^2h^3}{24(b^2+h^2)} \quad (4.11)$$

- Modelo C - estrutura metálica com as rotações livres nos nós e impedidas a ½ altura dos perfis

$$I = \frac{E_{alvenaria}}{E_{aço}} \cdot 0,15t \cdot \frac{b^2h^3(4b+3h)}{192(b+3h)(b^2+h^2)} \quad (4.12)$$

Em que:

I	Inércia do perfil metálico de reforço (m^4)
$E_{alvenaria}$	Módulo de elasticidade da alvenaria (GPa)
$E_{aço}$	Módulo de elasticidade do aço (GPa)
t	Espessura da parede junto da zona da abertura (m)
b	Largura da abertura (m)
h	Altura da abertura (m)

Tendo em conta o valor do momento de inércia obtido pelas expressões anteriores e escolhendo a tipologia de perfil pretendido, será fácil identificar um perfil metálico com as dimensões adequadas. No entanto, será essencial que o protótipo da solução de reforço procure garantir as condições de ligação entre o quadro metálico e a alvenaria admitidas na dedução das expressões de dimensionamento.

5. Ensaio experimentais

Construíram-se dois modelos físicos de paredes de alvenaria, daqui em diante denominados apenas de paredes, que foram sujeitos a ensaios de carga cíclicos. Uma das paredes foi ensaiada na situação não reforçada (UMW - Unreinforced Masonry Wall), enquanto que a outra parede foi reforçada com o quadro metálico montado no interior da abertura (RMW - Reinforced Masonry Wall).

A instalação experimental desenvolvida permitiu a aplicação e manutenção de uma carga vertical, representativa das ações gravíticas. Após a aplicação do carregamento vertical foi imposto um historial crescente de deslocamentos horizontais (segundo o plano das paredes), cíclico e alternado. Os ensaios foram conduzidos até ao ciclo em que se atingiu uma condição (que se convencionou de colapso), correspondente a uma redução significativa dos valores de resistência.

5.1 Construção dos modelos físicos

Uma vez que o dimensionamento do perfil de reforço depende das dimensões da abertura existente na parede foi necessário, em primeiro lugar, decidir as dimensões dos modelos físicos a construir. Com base na análise de plantas e alçados de edifícios antigos com estrutura em alvenaria, estimou-se para a espessura média das paredes exteriores 0,70 m, estimou-se que a abertura duma janela corrente é de 1,80 m de altura por 1,20 m de largura e que a altura entre pisos é de aproximadamente 3,4 m. Para simplificar o ensaio, aplicou-se um fator de escala de 1:2,4.

Assim, construíram-se dois modelos físicos de parede, em alvenaria de pedra, com dimensões de 2,1 x 0,3 x 1,5 (m³) e uma abertura centrada na parede de 0,5 x 0,3 x 0,75 (m³) (Figura 5.1). Esses modelos físicos foram construídos sobre sapatas de betão armado, com as dimensões de 2,3 x 1,0 x 0,3 (m³).

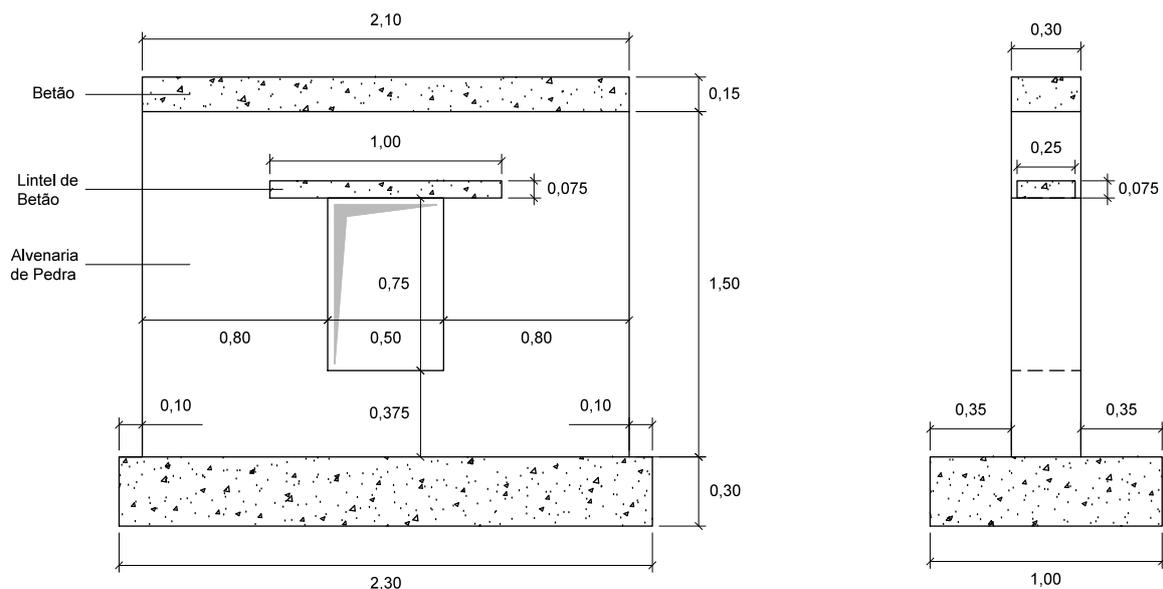


Figura 5.1 - Dimensões das paredes de alvenaria de pedra a construir (sem reboco) (m)

Utilizou-se pedra Lioz na construção das paredes (Figura 5.2). O Lioz é um tipo de calcário extraído principalmente no Concelho de Sintra, muito utilizado em Lisboa como rocha ornamental e na construção de elementos estruturais, tendo sido empregue em importantes monumentos, como por exemplo no Mosteiro dos Jerónimos, na Torre de Belém, na Estação do Rossio e no Convento de Mafra. O peso volúmico deste tipo de material é de $27,0 \text{ kN/m}^3$, a resistência mecânica à compressão é próxima de $105,0 \text{ MPa}$ e a resistência mecânica à tração por flexão é de $20,9 \text{ MPa}$ (MOTA-ENGIL, 2016).

No que diz respeito à argamassa, optou-se por utilizar uma argamassa à base de cal hidráulica, por fazer presa mais rapidamente e, assim, permitir ensaiar as paredes mais cedo do que se tivesse sido utilizada cal aérea. A argamassa escolhida foi a REABILITA CAL Reboco, da Secil Argamassas. Esta argamassa, à base de cal hidráulica natural, pertence à classe de resistência à compressão CSII segundo a EN 998-1, apresentando uma resistência à compressão entre $1,5$ e $5,0 \text{ MPa}$ (MPA, 2015).

A relação areia-ligante desta argamassa é de $4:1$ e decidiu-se adicionar 5 Kg de areia amarela por cada saco de 25 Kg de REABILITA CAL. Ao passar a relação areia-ligante para $5:1$ conseguiu-se enfraquecer a resistência da argamassa, tornando-a mais parecida com a utilizada na construção de edifícios antigos em alvenaria.



Figura 5.2 - Pedra Lioz utilizada

Na parte superior da abertura colocou-se um lintel de betão (Figura 5.3), de dimensões $1,00 \times 0,25 \times 0,075 \text{ (m}^3\text{)}$, com o objetivo de limitar superiormente a abertura e de distribuir para os nembros o peso das pedras colocadas imediatamente acima do lintel.

Após a construção das paredes em alvenaria, fez-se um cabeçote em betão, ligeiramente armado, com $0,15 \text{ m}$ de altura, com a função de distribuir a carga vertical por toda a área de parede.

Por fim, rebocaram-se ambas as paredes utilizando a argamassa REABILITA CAL Reboco, com o objetivo de facilitar a observação e identificação das fendas durante e após o ensaio. Na Figura 5.4 pode ver-se o aspeto final da parede de alvenaria.



Figura 5.3 - Colocação do lintel no topo da abertura



Figura 5.4 - Parede de alvenaria rebocada

5.1.1 Resistência mecânica à tração e à compressão da argamassa utilizada

Os ensaios de caracterização mecânica da argamassa utilizada foram realizados segundo a norma europeia EN 1015-11 (CEN, 1999), que estabelece os procedimentos de ensaio para a determinação das tensões resistentes de flexão e compressão de argamassas no estado endurecido.

Utilizando moldes prismáticos de aço (Figura 5.5), fizeram-se seis provetes normalizados (Figura 5.6) com dimensões 40 x 40 x 160 (mm). Os provetes foram produzidos durante a construção das paredes e ensaiados simultaneamente com os ensaios cíclicos (4,5 meses de idade ou 135 dias).

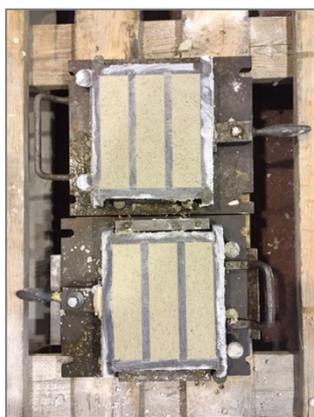


Figura 5.5 - Molde para provetes normalizados de argamassa



Figura 5.6 - Provetes de argamassa prontos a ensaiar

Todos os provetes foram ensaiados à flexão no equipamento ilustrado na Figura 5.7, que aplica uma força de “faca” gradualmente crescente a meio vão do provete até à sua rotura. Os apoios encontravam-se distanciados de 100 mm.

Deste ensaio sobraram 12 metades que foram posteriormente ensaiadas à compressão, utilizando o equipamento presente na Figura 5.8. A Figura 5.9 mostra a superfície de rotura resultante do ensaio de compressão.



Figura 5.7 - Ensaio de flexão de provetes de argamassa



Figura 5.8 - Ensaio de compressão de provetes de argamassa



Figura 5.9 - Superfície de rotura do ensaio de compressão

Na Tabela 5.1 são apresentados os valores máximos das forças registados para os dois ensaios realizados.

Tabela 5.1 - Forças máximas registadas nos ensaios realizados aos provetes de argamassa

Provete	Ensaio de Flexão (kN)	Ensaio de Compressão (kN)
1	0,095	0,95
		0,92
2	0,134	0,87
		0,83
3	0,083	0,58
		0,62
4	0,100	0,76
		0,76
5	0,089	0,92
		0,83
6	0,104	0,75
		0,78

A EN 1015-11 propõe a seguinte fórmula para determinar a tensão de rotura à tração por flexão (em MPa) de provetes normalizados, a partir da força máxima registada no ensaio.

$$\sigma_{\text{tração}} = 1,5 \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (5.1)$$

Em que:

F Força máxima aplicada a meio vão do provete (N)

l Distância entre os apoios (mm)

b Largura da secção do provete (mm)

d Altura da secção do provete (mm)

A mesma norma indica que a tensão de rotura à compressão (em MPa) do provete de argamassa pode ser calculada da seguinte forma:

$$\sigma_{\text{compressão}} = \frac{F}{A} \quad (5.2)$$

Em que:

F Força máxima de compressão (N)

A Área de secção comprimida (mm²)

Os valores da tensão de rotura à compressão e da tensão de rotura à tração por flexão de cada provete ensaiado são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Resistência à tração por flexão e resistência à compressão dos provetes de argamassa

Provete	Resistência à tração por flexão (MPa)	Resistência à compressão (MPa)
1	0,223	0,594
		0,575
2	0,314	0,544
		0,519
3	0,195	0,363
		0,388
4	0,234	0,475
		0,475
5	0,209	0,575
		0,519
6	0,244	0,469
		0,488
Média	0,24	0,50

Em termos médios a argamassa REABILITA CAL Reboco, enfraquecida com areia amarela, apresentou uma resistência à compressão de 0,50 MPa e uma resistência à tração de 0,24 MPa.

Com o objetivo de enquadrar os valores anteriores no universo das argamassas de cal, apresentam-se na Tabela 5.3 e na Tabela 5.4 alguns exemplos de resistências de argamassas à base de cal hidráulica natural e de argamassas à base de cal aérea, respetivamente.

Cunha (2013) ensaiou provetes da argamassa REABILITA CAL Reboco (não enfraquecida) e obteve uma resistência à compressão de 1,70 MPa e uma resistência à tração de 1,00 MPa. Sendo assim, a junção de areia amarela à argamassa pré-doseada levou a uma redução de cerca 70% da resistência à compressão e a uma redução de 76% da resistência à tração desta argamassa. Pode, então, concluir-se que a argamassa usada na construção das paredes apresenta características mais próximas das argamassas de cal aérea.

Tabela 5.3 - Resistências à tração e compressão de argamassas à base de cal hidráulica natural

Referência	Idade (dias)	$\sigma_{\text{tração}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{compressão}}$ (MPa)	Observações
(Cunha, 2013)	120	1,00	1,70	REABILITA CAL Reboco, classe CSII
(Cunha, 2013)	120	1,22	1,54	REABILITA CAL Acabamento, classe CSII
(Cunha, 2013)	120	1,05	2,79	REABILITA CAL Consolidação, classe CSII
(Magenes, 2010)	90	-	1,44	argamassa da classe CSIII enfraquecida com a adição de areia, pré-doseada e destinada à reabilitação de edifícios históricos
(Lanas, 2004)	91	0,8 a 1,5	2,2 a 3,0	traço cal/agregado em volume de 1:5, NHL5, diferentes agregados foram estudados, os provetes ensaiados depois dos 91 dias de idade não revelaram aumento de resistência
(Veiga, 2015)	90	0,4 / 0,4	0,8 / 1,3	traço cal/agregado em volume de 1:3,5, NHL3,5, consoante o agregado seja areia do Rio Tejo / areia calcária
(Fonseca, 2016)	70	0,9 a 1,0	2,2 a 2,8	traço cal/agregado em volume de 1:3, NHL5

Tabela 5.4 - Resistências à tração e compressão de argamassas à base de cal aérea hidratada

Referência	Idade (dias)	$\sigma_{\text{tração}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{compressão}}$ (MPa)	Observações
(Guerreiro, 2007)	120	0,24	0,69	traço cal/agregado em volume de 1:3
(Veiga M. , 2003)	90	0,34	1,28	traço cal/agregado em volume de 1:3
(Rodrigues, 2003)	60	0,35	0,65	traço cal/agregado em volume de 1:3
(Santos, 2014)	60	0,4 a 0,6	0,55 a 0,80	traço cal/agregado em volume de 1:3, diferentes agregados e diferentes tipos de cura (seca ou húmida) foram estudados

Nota 1: Segundo a norma EN459-1, a resistência à compressão (em MPa) das cals hidráulicas naturais (NHL - Natural Hydraulic Lime) ao fim de 28 dias pode ser classificada em três classes: NHL2 ($2 < \sigma_{\text{compressão}} < 7$), NHL3,5 ($3,5 < \sigma_{\text{compressão}} < 10$) e NHL5 ($5 < \sigma_{\text{compressão}} < 15$).

Nota 2: Segundo a norma EN 998-1, a resistência à compressão (em MPa) das argamassas ao fim de 28 dias pode ser classificada em quatro classes: CSI ($0,4 < \sigma_{\text{compressão}} < 2,5$), CSII ($1,5 < \sigma_{\text{compressão}} < 5,0$), CSIII ($3,5 < \sigma_{\text{compressão}} < 7,5$) e CSIV ($6,0 < \sigma_{\text{compressão}}$).

5.2 Solução de reforço adotada

5.2.1 Seleção do perfil metálico

Definida a geometria da parede e da sua abertura, recorreu-se às expressões de dimensionamento apresentadas em 4.2.4 para determinar a inércia do perfil metálico que garante o reforço sísmico pretendido.

Considerou-se o módulo de elasticidade do aço que constitui o perfil igual a $E_{aço} = 210$ GPa e admitiu-se que a alvenaria de pedra é ligada por argamassa à base de cal hidráulica e que, por isso, o seu módulo de elasticidade é de $E_{alvenaria} = 1,64$ GPa (Milosevic, 2013).

Os resultados correspondentes aos três modelos de dimensionamento desenvolvidos anteriormente são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Inércia mínima do perfil metálico (parede de ensaio)

Inércia mínima do perfil metálico (cm ⁴)		
Modelo A	Modelo B	Modelo C
316,79	190,08	36,72

O Modelo C, aquele que impede as rotações a meia altura dos perfis, é o que exige um valor de inércia mais baixo e foi considerado para efeitos de dimensionamento. Assim, escolheu-se um perfil de aço com inércia, $I > 36,72$ cm⁴, e idealizou-se uma solução de ligação do quadro metálico à alvenaria que respeitasse o mais possível os pressupostos do Modelo C.

No que diz respeito ao perfil metálico, as opções são ilimitadas, pois todos os tipos de perfis disponíveis no mercado têm soluções que satisfazem o requisito acima indicado.

Decidiu optar-se por um UPN 160 (Figura 5.10) com a alma do perfil encostada e centrada no interior da abertura e os banzos virados para o interior da mesma. Montado nesta posição, e em situações em que as forças atuam na parede segundo o seu plano, o perfil UPN estará a trabalhar segundo a sua menor inércia ($I_z = 85,3$ cm⁴), apresentando mais do dobro da inércia necessária para garantir o bom comportamento pretendido.

A escolha de um UPN deveu-se, também, ao facto de este não ocupar muita área de abertura, em contraponto com perfis como o HEA 100 ou o IPE 100 que, apesar de proporcionarem soluções com áreas de secção inferiores à do UPN 160, reduziriam em demasia a área livre da abertura. Ainda se pensou na hipótese de abrir um roço para esconder o perfil e, assim, manter todo o vão livre, mas isso seria uma tarefa difícil e com risco, por se tratar de uma parede de apenas 30 cm de espessura. Do ponto de vista prático, esta operação em situações reais também pode ser difícil de executar.

A ligação entre as travessas e os montantes do quadro metálico foi assegurada por cordões de soldadura.

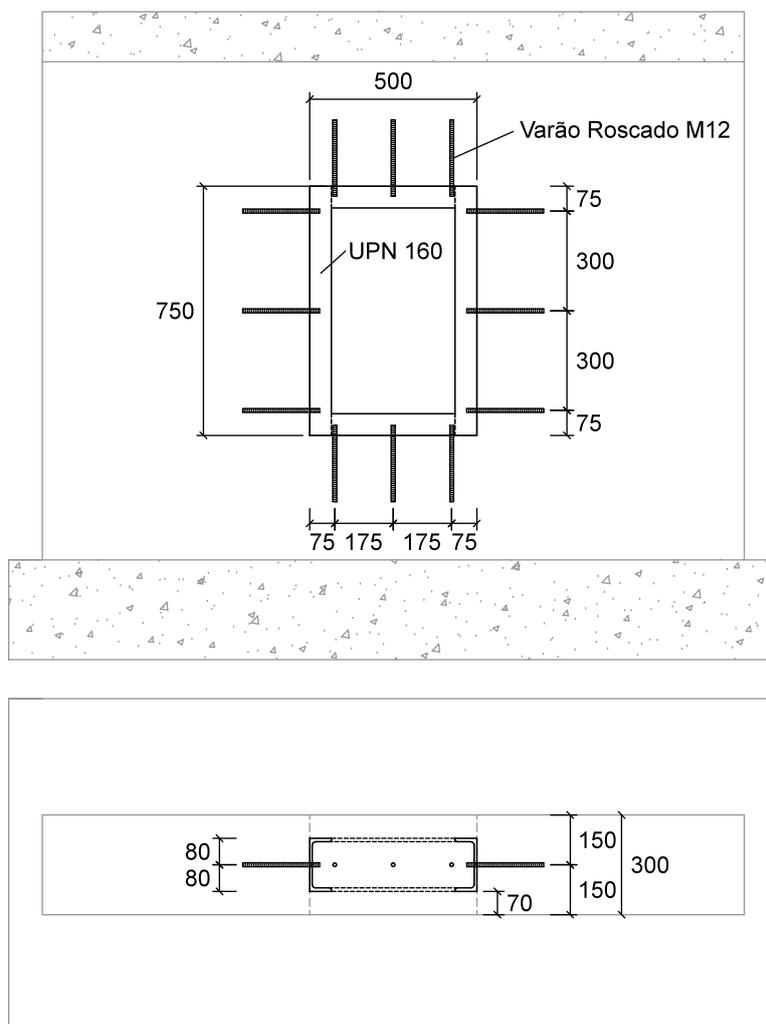


Figura 5.10 - Localização dos pontos de fixação e do quadro metálico em alçado e planta (mm)

5.2.2 Ligação quadro metálico - alvenaria

A fixação do quadro metálico à alvenaria envolvente foi desenvolvida com o apoio da Hilti, que recomendou o uso de varões roscados, ligados à alvenaria através de ancoragens químicas (buchas químicas).

Em cada um dos quatro lados da abertura foram aplicados três conectores: um a meia altura do perfil e os outros dois a 7,5 cm de cada canto desse lado da abertura, todos eles localizados no eixo da alma do UPN 160, num total de 12 conectores.

Uma vez que a parede a ensaiar foi construída em ambiente controlado, foi possível garantir a não existência de grandes vazios no seu interior e, por este motivo, evitar-se o uso de mangas para o varão rosçado. O comprimento de embestimento do varão rosçado no químico foi da ordem dos 200 mm.

O químico de injeção utilizado foi o HIT-HY 270. Este químico de alto desempenho pode ser utilizado em alvenarias de pedra e em alvenarias de tijolo maciço, furado ou perfurado tanto de argila como de betão.

O tempo de trabalho do HIT-HY 270 é de cerca de 4 min e o tempo de cura de, aproximadamente, 30 min, para temperaturas ambientes entre os 20 °C e os 29 °C. São valores relativamente baixos, mas que permitiram a aplicação deste químico em furos “contra a gravidade” e facilitaram o correto posicionamento dos varões.

O dimensionamento da solução de ancoragem foi realizado de acordo com o manual técnico (HILTI, 2015a) e a aplicação do químico de injeção seguiu o descrito no manual de instruções do produto (HILTI, 2015b). Estes documentos recomendam que o diâmetro do furo a realizar na alvenaria seja de 14 mm e que o momento máximo de aperto das porcas seja de 10 Nm. Na Figura 5.11 está representado um esquema cotado da fixação do quadro metálico à alvenaria.

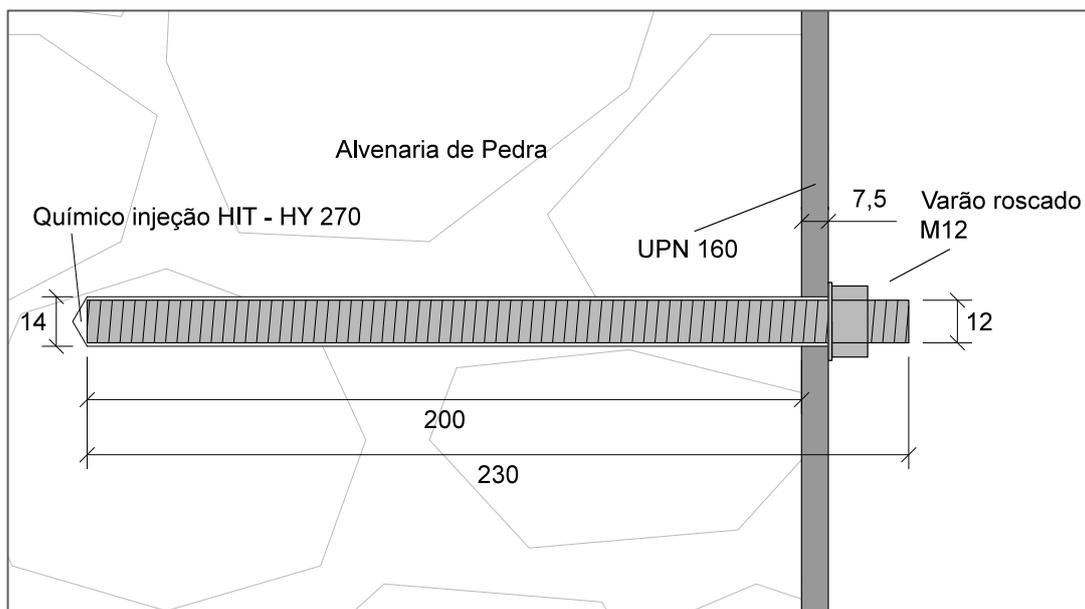


Figura 5.11 - Esquema da fixação do quadro metálico à alvenaria (mm)

5.2.3 Instalação da solução de reforço

A instalação da solução de reforço seguiu os seguintes passos:

- (i) começou-se por cortar os perfis UPN 160 em troços com comprimentos correspondentes às dimensões da abertura (0,50 x 0,75 metros), tendo-se optado por uma esquadria reta na ligação entre os perfis horizontal e vertical;
- (ii) executaram-se os furos de $\phi 14$ mm nas almas dos perfis metálicos. Em todos eles, fez-se um furo no centro e um furo a 75 mm de cada extremidade do perfil;
- (iii) cortaram-se 12 troços de 230 mm de varão rosado $\phi 12$ mm;
- (iv) colocou-se o quadro metálico na abertura de uma das paredes de alvenaria e marcou-se no interior da abertura a posição dos furos a realizar. De seguida retiraram-se os perfis e procedeu-se à execução dos furos na alvenaria, de $\phi 14$ mm de diâmetro e com uma profundidade de 200 mm;

(v) colocou-se de novo o quadro metálico na abertura e procedeu-se à limpeza dos furos com recurso a uma pistola de ar comprimido;

(vi) aplicou-se o químico de injeção HIT-HY 270 com o auxílio da pistola da Hilti em todos os furos e introduziram-se os varões roscados nos mesmos;

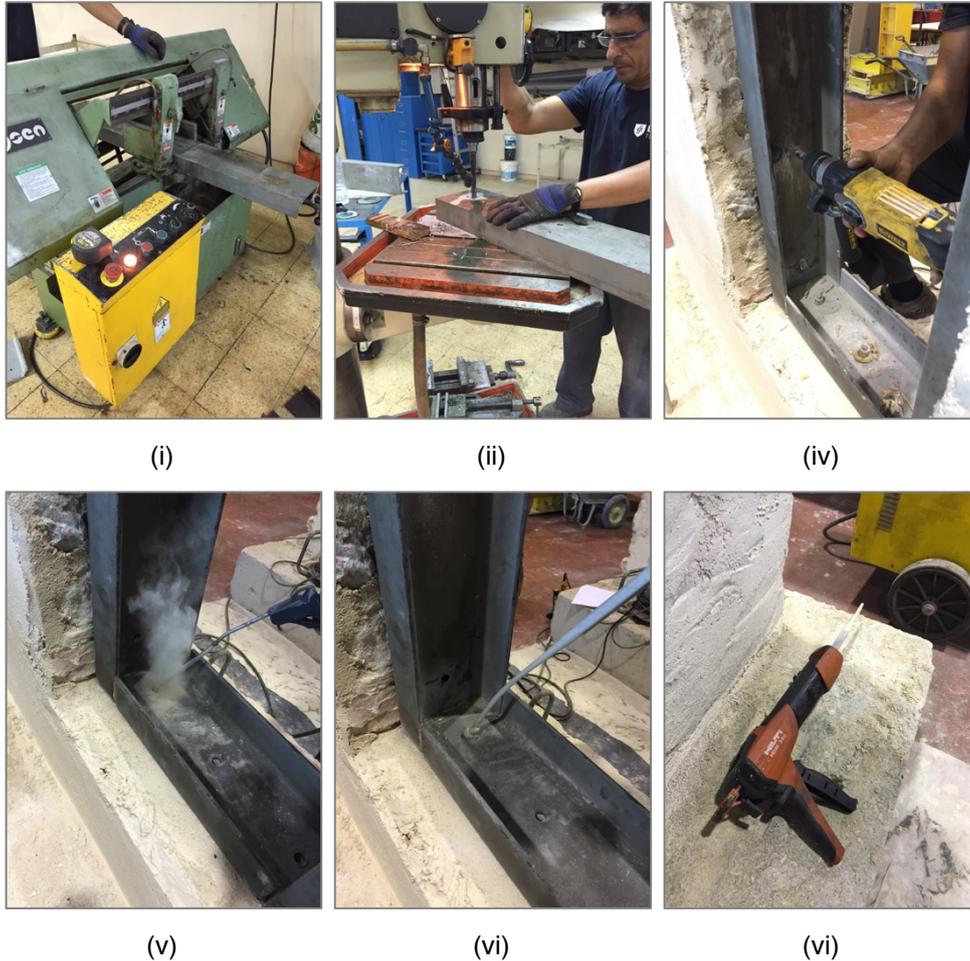


Figura 5.12 - Montagem da solução de reforço I

(vii) soldaram-se os perfis metálicos. A espessura do cordão de soldadura foi superior à espessura da alma e dos banzos do UPN 160, para evitar uma possível rotura do quadro metálico pelas secções de soldadura durante o ensaio;

(viii) o espaço existente entre as costas dos perfis metálicos montados na posição vertical e as faces interiores da abertura foi preenchido com o químico de injeção HIT-MM PLUS com o auxílio da pistola da Hilti de forma a promover um correto encosto do quadro metálico nas faces da abertura;

(ix) inseriram-se as anilhas e porcas ($\phi 12$ mm) nos varões roscados. Estas foram apertadas com um momento de aperto de 10 Nm.



Figura 5.13 - Montagem da solução de reforço II

É de referir que as porcas só foram apertadas após a parede ter sido movida para o local onde foi ensaiada. Na Figura 5.14 apresenta-se o aspeto final da parede de alvenaria com o quadro metálico instalado no interior da abertura.



Figura 5.14 - Aspeto final da parede reforçada

5.3 Montagem do ensaio

Na preparação do ensaio em laboratório existiram muitos aspetos que tiveram de ser tidos em conta, sendo de referir o transporte das paredes do local da sua construção para o local do ensaio, a aplicação da carga vertical, a imposição do deslocamento horizontal, o travamento da sapata e a instrumentação da parede e do reforço.

5.3.1 Transporte das paredes

As paredes foram transportadas do local da construção para o local do ensaio com recurso à ponte rolante usando um sistema de correntes que seguraram a parede por quatro ganchos, distribuídos de forma simétrica pela sapata, evitando, assim, a rotação da parede.

Utilizou-se uma cinta durante o transporte, com o objetivo de aplicar nas paredes um certo nível de carga vertical e, assim, evitar o aparecimento de fendas durante a movimentação e manuseamento das mesmas.

5.3.2 Aplicação da carga vertical

As paredes exteriores em alvenaria estão sujeitas a um certo nível de carga axial, correspondente ao peso da própria alvenaria acrescido da força transmitida pelos pisos.

De forma a representar esse efeito na parede a ensaiar, instalou-se um pórtico na direção perpendicular à maior dimensão da parede. Na travessa desse pórtico, que assim serviu de reação, montou-se um macaco hidráulico que exercia uma força numa viga de distribuição, assente num conjunto de roletes pousados em duas chapas metálicas colocadas na face superior da parede (Figura 5.15).



Figura 5.15 - Sistema de aplicação da carga vertical na parede

Os roletes consistem em varões lisos de aço com 25 mm de diâmetro e serviram para permitir que a parede se deslocasse horizontalmente devido à carga horizontal aplicada, sem que essa força horizontal fosse transmitida ao macaco, evitando que este se danificasse. Para assegurar que não existiu transmissão de forças indesejáveis para o macaco, montaram-se, ainda, sobre a viga de distribuição, dois batentes, de forma a bloquear o movimento horizontal dessa viga.

Tendo em consideração que numa parede de alvenaria, a carga axial é transmitida às fundações pelos nembos das paredes (troço de parede compreendido entre dois vãos consecutivos), não foram colocados roletes para transmissão da carga vertical sobre a abertura.

As chapas metálicas e os roletes nelas assentes foram posicionados de forma simétrica na face superior da parede e a viga de distribuição foi centrada sobre as paredes. No entanto, o eixo do macaco hidráulico ficou desviado 55 mm do centro da parede.

É aceitável admitir uma tensão vertical na alvenaria, em condições de serviço, de 0,2 MPa. Assim, para a área da secção da parede de 0,63 m² e considerando que a viga de distribuição pesa 2,30 kN e que o conjunto de batentes pesa 2,84 kN, a carga vertical a aplicar pelo macaco hidráulico foi de 121 kN ($200 \cdot 0,63 - 2,30 - 2,84 = 120,86$ kN).

5.3.3 Imposição do deslocamento horizontal

Como referido, após a aplicação da carga vertical correspondente às ações gravíticas, procedeu-se à imposição, por ciclos alternados de amplitude crescente, de deslocamentos horizontais segundo o plano da parede. A imposição dos deslocamentos horizontais foi realizada mediante um atuador mecânico, fixo à parede de reação (Figura 5.16). Antes da realização dos ensaios procedeu-se à colocação vertical do atuador de forma a que o seu eixo se situasse a uma cota próxima de 185 cm, correspondente ao centro do cabeçote de betão armado. Devido ao espaçamento da furação existente na parede de reação, o eixo do atuador ficou a uma cota de 180 cm e por isso ligeiramente desviado (em 5 cm) da posição ideal.

Devido à natureza cíclica dos ensaios, foi necessário proceder à amarração horizontal do modelo físico da parede ao êmbolo do atuador. Para esse efeito utilizou-se um sistema de dois varões, colocados paralelamente à parede e um de cada lado, ligados a chapas metálicas fixas à extremidade do atuador e ao lado oposto da parede (Figura 5.17). Assim, garantiu-se que quando o atuador empurrava ou puxava a parede, esses movimentos se realizavam sem folgas.

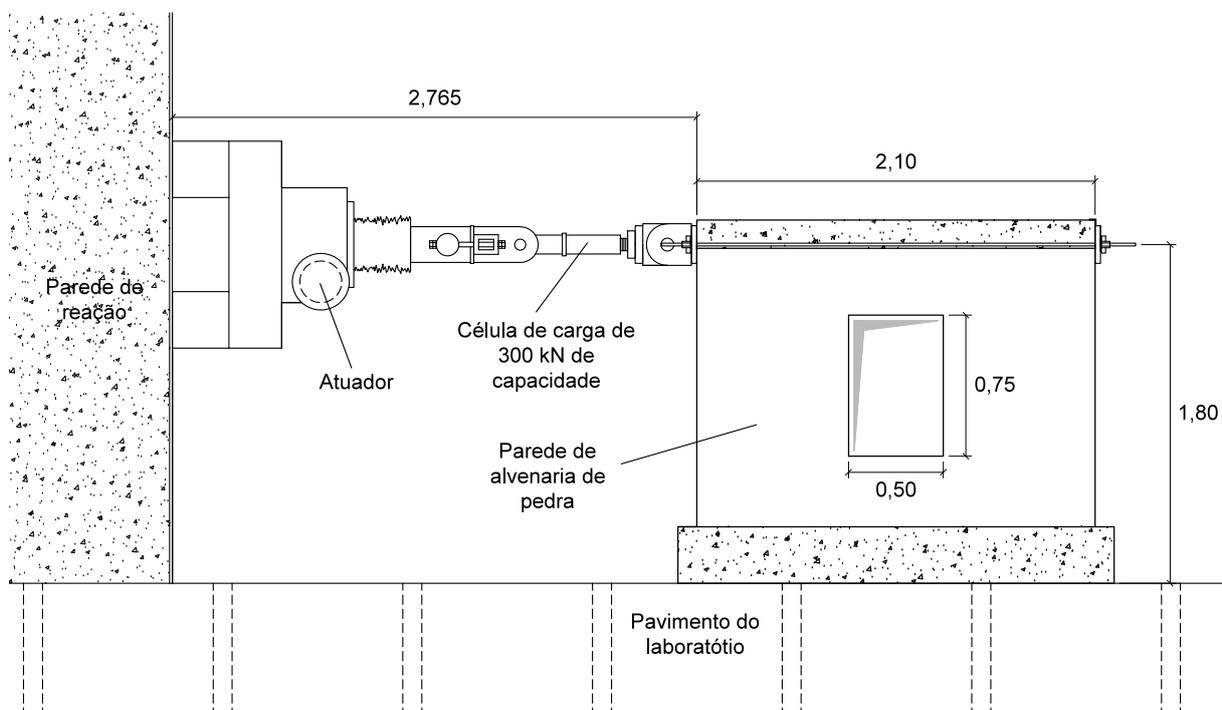


Figura 5.16 - Sistema de aplicação da carga horizontal na parede

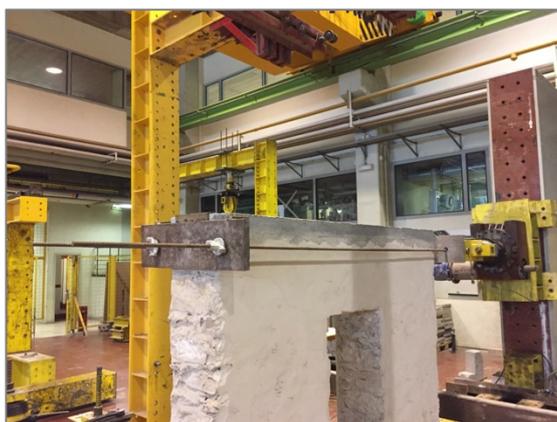


Figura 5.17 - Sistema que visa obrigar a parede e o atuador a funcionarem em conjunto

5.3.4 Travamento da sapata

Para garantir o encastramento da parede foi necessário restringir os movimentos verticais e horizontais da sua sapata.

No que diz respeito ao travamento horizontal (Figura 5.18), o principal objetivo foi impedir o deslizamento da sapata na direção da aplicação da carga. Para isso, colocou-se a sapata entre duas vigas (uma fixa à parede de reação e outra fixa com cabos pré-esforçados).

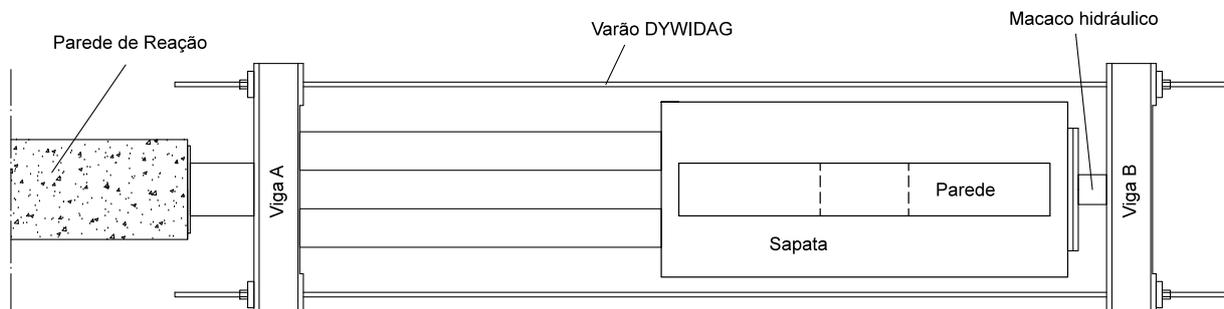


Figura 5.18 - Esquema do travamento horizontal da sapata

No que diz respeito ao travamento vertical, o principal objetivo foi impedir a rotação da sapata da parede. Por outras palavras, foi necessário garantir que a sapata se mantinha em contato com o pavimento durante todo o ensaio.

Na zona do ensaio as furações na laje do laboratório respeitam uma malha quadrada de 1,0 x 1,0 (m²) e, por isso, teve de se desenvolver um sistema de vigas para fixar a sapata à laje. Colocaram-se duas vigas SHS 100x100x8 segundo a maior dimensão da parede, assentes na face superior da sapata (Figura 5.19). Perpendicularmente a estas colocaram-se outras duas vigas RHS 100x200x6 com o comprimento e furação necessários para se introduzir os varões DYWIDAG (φ26) e assim, se poder fixar de forma eficiente a sapata à laje.

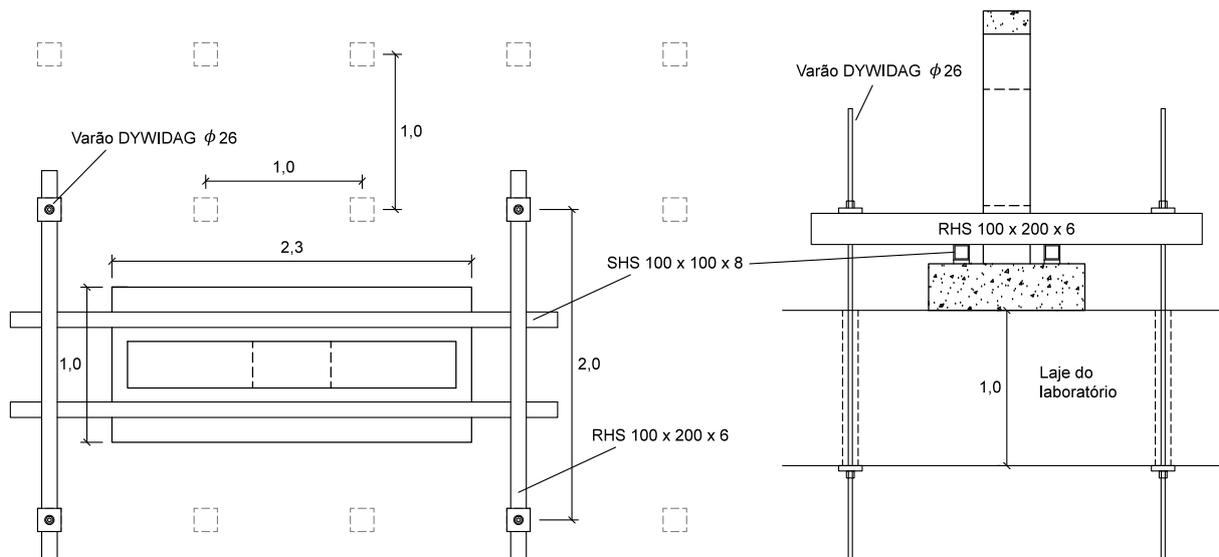


Figura 5.19 - Esquema do travamento vertical da sapata (m)

5.3.5 Instrumentação e monitorização

Para se tirar conclusões acerca de um ensaio de carga, é essencial registar o comportamento da estrutura durante o ensaio. Para isso, as estruturas são instrumentadas consoante as grandezas que se pretendem medir, geralmente, através da montagem de transdutores de deslocamento.

Os transdutores são ligados a uma unidade de aquisição de dados que possibilita a medição e registo, em regime permanente e em tempo real, do conjunto de grandezas pretendido. O tratamento dos dados guardados permite validar o ensaio, calcular grandezas físicas, estabelecer relações entre grandezas e, o mais importante, responder aos objetivos do ensaio.

Nos dois ensaios a que se refere a presente dissertação foram utilizados 12 Transdutores de Deslocamento Linear Variável (LVDT), 6 extensómetros e 2 células de carga.

Montaram-se os LVDT em ambas as paredes de alvenaria de acordo com o esquema apresentado na Figura 5.20.

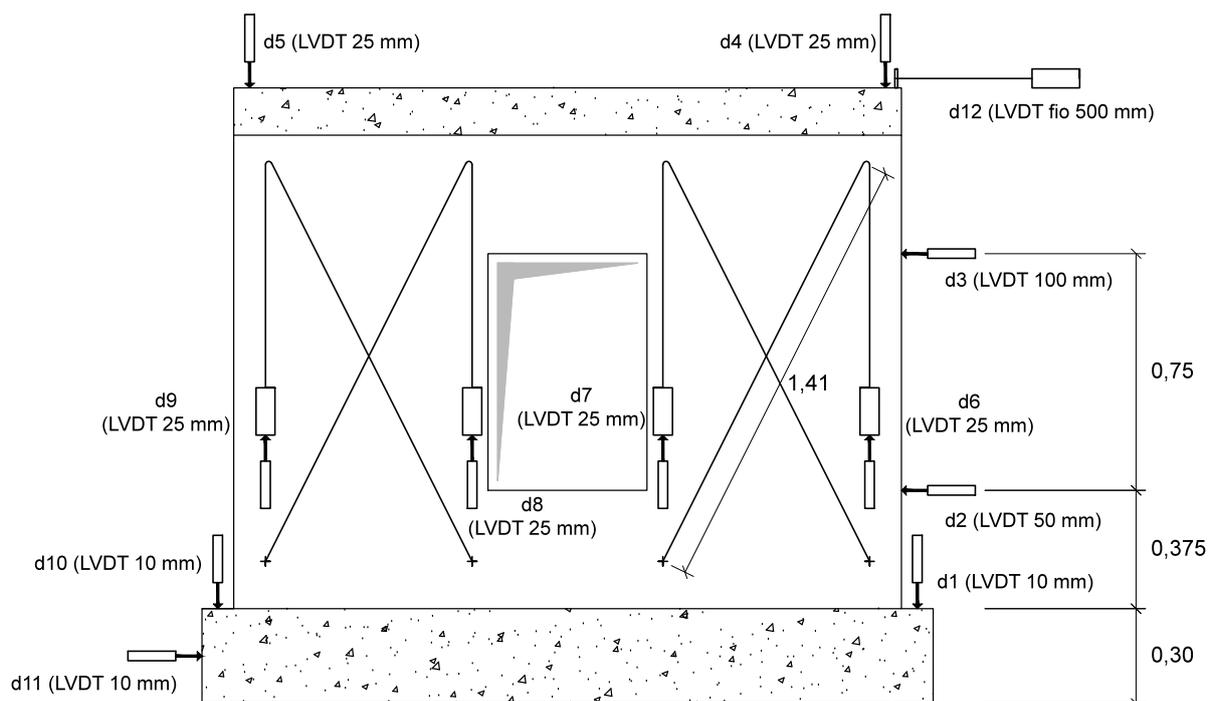


Figura 5.20 - Instrumentação da parede de alvenaria (m)

O LVDT(d12) é um transdutor de fio, com uma amplitude de 500 mm, e serviu para medir o deslocamento horizontal no topo do cabeçote de betão (Figura 5.21). O deslocamento medido por este transdutor (d12) serviu de controlo para a ação do atuador.

Para verificar se o travamento da sapata foi, ou não, eficaz, avaliou-se a rotação da sapata através das medições dos transdutores LVDT(d1) e LVDT(d10) e o deslizamento da mesma através do LVDT(d11). Todos estes transdutores tinham um alcance de 10 mm.

Registaram-se, também, os deslocamentos das extremidades da abertura através do LVDT(d2), com amplitude 50 mm, e do LVDT(d3), com amplitude 100 mm (Figura 5.23). A rotação do topo da parede foi acompanhada pelos deslocamentos medidos pelos LVDT(d4) e LVDT(d5), ambos com 25 mm de amplitude.

Para estudar o comportamento dos dois nembos laterais da parede com o evoluir do ensaio, mediu-se a variação do comprimento das suas diagonais através de um sistema de pesos, fios e roldanas. Os transdutores utilizados foram o LVDT(d6), LVDT(d7), LVDT(d8) e LVDT(d9), todos com 25 mm de amplitude (Figura 5.22). De notar que estes últimos transdutores ficaram apoiados na sapata, por se admitir que esta estaria bem encastrada e que, por isso, não teria deslocamentos relevantes.

Procurou-se, também, que os transdutores estivessem em contato com superfícies de atrito reduzido. Nas situações de maior irregularidade, colaram-se placas lisas para corrigir esse problema.



Figura 5.21 - LVDT(d4) e ligação do fio do LVDT(d12) à parede



Figura 5.22 - Sistema de pesos, fios e roldanas



Figura 5.23 - LVDT(d3)

Na instrumentação do quadro metálico de reforço utilizaram-se 6 extensómetros em duas das suas secções: a secção A, situada no montante mais distante da parede de reação; e a secção B, situada na travessa superior do quadro, ambas equidistantes dos furos central e de canto.

Todos os extensómetros foram colados paralelamente ao eixo do perfil (longitudinalmente). Em cada secção colou-se um extensómetro na face exterior de cada banzo, a 1 cm da extremidade, e outro centrado na alma do perfil (Figura 5.24 e Figura 5.25).

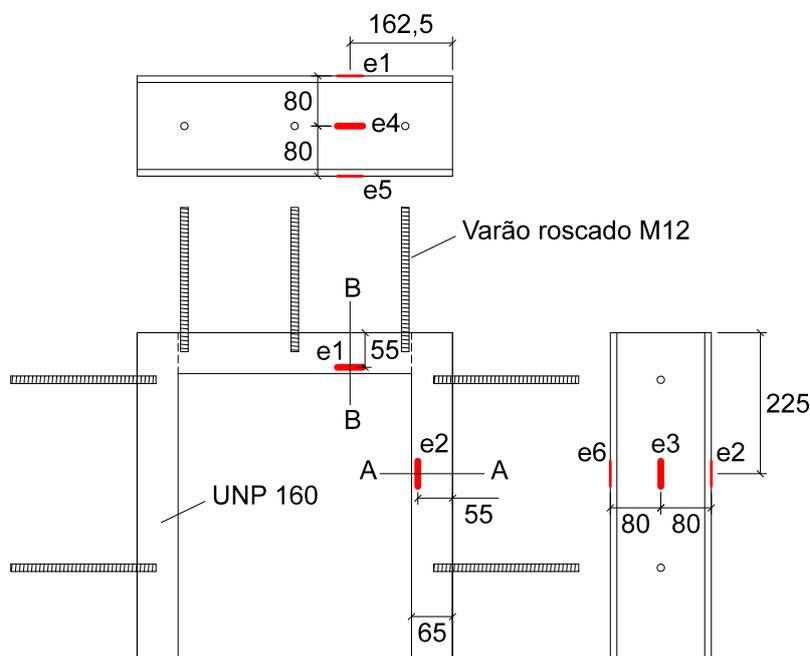


Figura 5.24 - Instrumentação do quadro metálico (mm)



Figura 5.25 - Extensómetro e2

Na extremidade do atuador foi montada uma célula de carga com capacidade de 300 kN, para registar a carga horizontal aplicada pelo atuador. No macaco hidráulico que aplicou a carga vertical acoplou-se uma outra célula de carga, para registar a carga axial a que a parede se encontrava sujeita (que se pretendia constante).

No primeiro ensaio foram utilizados 14 canais e no segundo ensaio, o da parede reforçada, 20 canais (foram adicionados os 6 canais de extensômetros). A frequência de aquisição de dados foi, em ambos os ensaios, de 1 Hz (1 leitura/s).

5.4 História dos deslocamentos

Os ensaios realizados no âmbito da presente dissertação pretendiam simular o comportamento de paredes de alvenaria sujeitas a ações sísmicas e tinham o propósito de estudar a evolução dos danos nas paredes com o aumento da deformação e de avaliar a sua capacidade resistente.

Os ensaios foram cíclicos e, por isso, foi necessário definir a história dos deslocamentos impostos pelo atuador. Não existindo uma norma para ensaios cíclicos em modelos físicos de paredes de alvenaria, seguiram-se as indicações da norma E 2126 - 02a (ASTM, 2002) da American Society for Testing and Materials (ASTM), que fornece métodos normalizados para ensaios cíclicos em paredes de edifícios com estrutura em madeira ou metálica. Adotou-se o Método B descrito nessa norma, que define a sequência de amplitudes em função do deslocamento último (Δ_u) obtido a partir de um ensaio estático monotónico. Na impossibilidade de se realizar esse ensaio, considerou-se uma deformação última correspondente a 2% da altura da parede:

$$\Delta_u = 0,02 \cdot 1500 = 30 \text{ mm}$$

O procedimento do ensaio está representado na Tabela 5.6. Numa primeira fase, as amplitudes aumentaram progressivamente até atingirem $0,2\Delta_u$ bastando apenas um ciclo por amplitude. Numa segunda fase, o número mínimo de ciclos foi de 3 por amplitude e as amplitudes aumentaram $0,2\Delta_u$ até à rotura da parede. Na Figura 5.26 está representada a história de deslocamentos adotada, juntamente com a numeração dos semi-ciclos (1 a 36). A velocidade do atuador foi de 0,256 mm/s.

Tabela 5.6 - Método B: definição do número de ciclos e das amplitudes (ASTM, 2002)

Pattern	Step	Minimum No. of Cycles	Amplitude, % Δ_u
1	1	1	1.25
	2	1	2.5
	3	1	5
	4	1	7.5
	5	1	10
2	6	3	20
	7	3	40
	8	3	60
	9	3	80
	10	3	100
	11	3	Additional increments of 20 (until wall failure)



Figura 5.26 - História dos deslocamentos e numeração dos semi-ciclos (a encarnado)

5.5 Descrição dos ensaios

Os ensaios cíclicos das paredes UMW e RMW foram realizados 4,5 meses após a sua construção.

Em ambos os ensaios tentou cumprir-se o carregamento indicado no subcapítulo anterior, mas nem sempre se conseguiu atingir os deslocamentos com a exatidão desejada, uma vez que existe um certo atraso temporal entre o momento em que a leitura é feita no transdutor de deslocamento e o momento em que o valor lido é apresentado no sistema de aquisição de dados.

Os ensaios foram dados como terminados quando, após ter sido atingida a força máxima, num dado ciclo, a força registada foi inferior a 80% da força máxima até então registada, definindo-se assim o critério de rotura das paredes.

É importante referir que a carga vertical constante de 121 kN foi aplicada na parede antes de lhe ter sido aplicada a ação horizontal.

5.5.1 Ensaio da parede não reforçada (UMW)

Na Figura 5.27 apresenta-se o diagrama da carga aplicada pelo atuador horizontal em função do deslocamento medido no topo da parede não reforçada. No que diz respeito ao sentido positivo da força, o seu valor máximo foi de +70,41 kN e ocorreu quando a deformação do topo da parede atingiu

os +12 mm (semi-ciclo 17). Por outro lado, a força negativa máxima registada foi de -71,59 kN e ocorreu para uma deformação de -6 mm (semi-ciclo 12).

Este ensaio terminou após a deformação ter atingido os +24 mm (semi-ciclo 29). Pela observação do gráfico pode ver-se que a resistência diminuiu rapidamente no sentido negativo da força, para valores na ordem dos 50% do valor máximo registado e que, por isso, já não se realizou o ciclo de amplitude - 24 mm. De realçar alguma assimetria entre o comportamento da parede nos sentidos negativo e positivo da força.

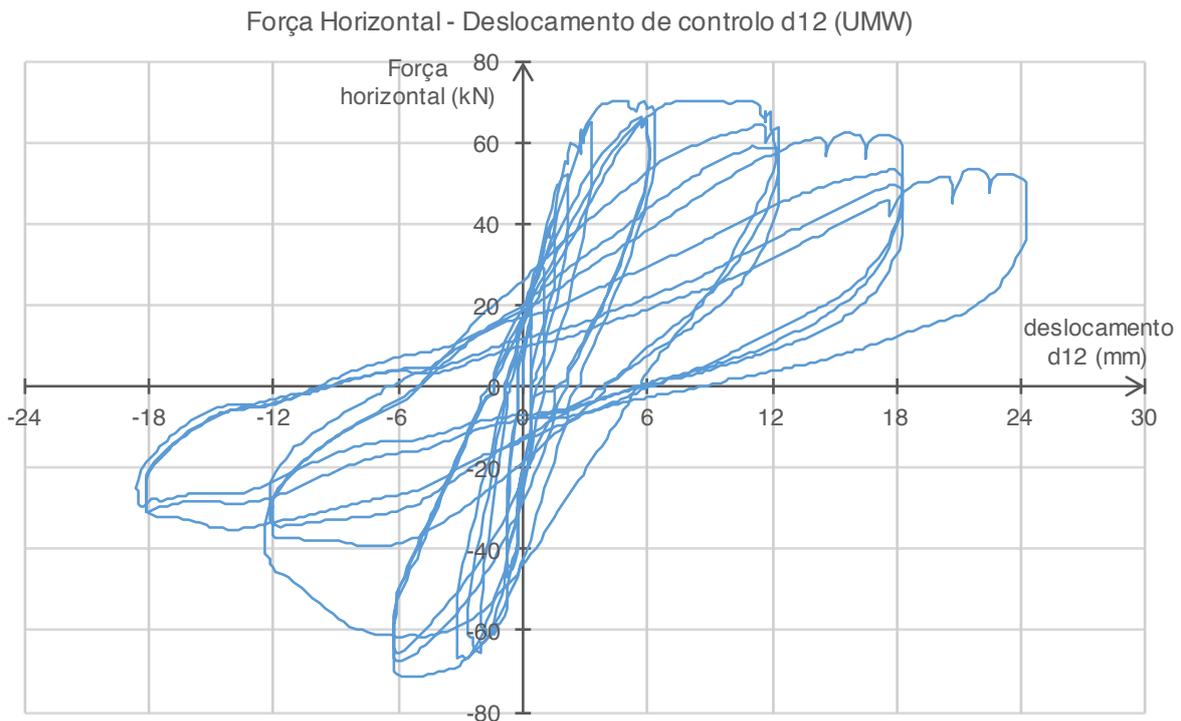


Figura 5.27 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (UMW)

Na fase do ensaio em que cada amplitude de deslocamento era repetida 3 vezes, a força máxima foi sempre atingida na primeira vez que se alcançava esse deslocamento. Nos subseqüentes semi-ciclos repetidos com a mesma amplitude, a força mobilizada tendia a decrescer, em consequência da progressão e acumulação do dano.

As primeiras fendas na parede não reforçada surgiram nos ciclos correspondentes a deslocamentos no topo da parede de +6 mm e -6 mm, as quais foram alargando com o decorrer do ensaio.

A rotura deu-se devido a fenómenos de fendilhação diagonal. A Figura 5.28 e a Figura 5.29 ilustram esse mecanismo, comum em paredes de alvenaria com aberturas. De salientar que todas as fendas principais vão desde um dos cantos da abertura até um dos cantos da parede.

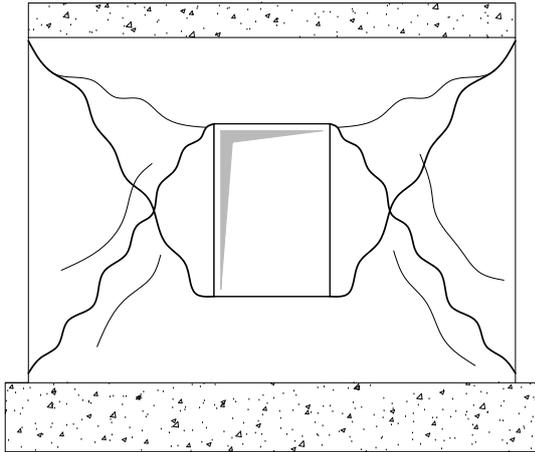


Figura 5.28 - Padrão de fendilhação da parede não reforçada



Figura 5.29 - Primeira vez que se atingiu -18 mm de deformação (semi-ciclo 24)

Por se tratar de um ensaio cíclico, pôde-se observar o fecho de algumas fendas quando o atuador avançava no sentido oposto àquele para o qual as mesmas fendas se tinham formado.

Neste ensaio, todos os transdutores de deslocamento, exceto o de fio, foram retirados após o último ciclo de 12 mm (semi-ciclo 22), para evitar que se danificassem caso a parede colapsasse repentinamente.

5.5.2 Ensaio da parede reforçada (RMW)

Na Figura 5.30 apresenta-se o diagrama da carga horizontal aplicada pelo atuador, em função do deslocamento medido no topo da parede reforçada. No que diz respeito ao sentido positivo da força, o seu valor máximo foi de +104,46 kN e ocorreu quando a deformação do topo da parede atingiu os +12 mm (semi-ciclo 17). Por outro lado, a força negativa máxima registada foi de -94,14 kN e ocorreu para uma deformação também de -12 mm (semi-ciclo 18).

Este ensaio terminou após a deformação ter atingido pela primeira vez os -30 mm (semi-ciclo 36). Pela análise do gráfico, pode dizer-se que a parede reforçada com o quadro metálico teve um comportamento mais próximo para os dois sentidos de aplicação da força.

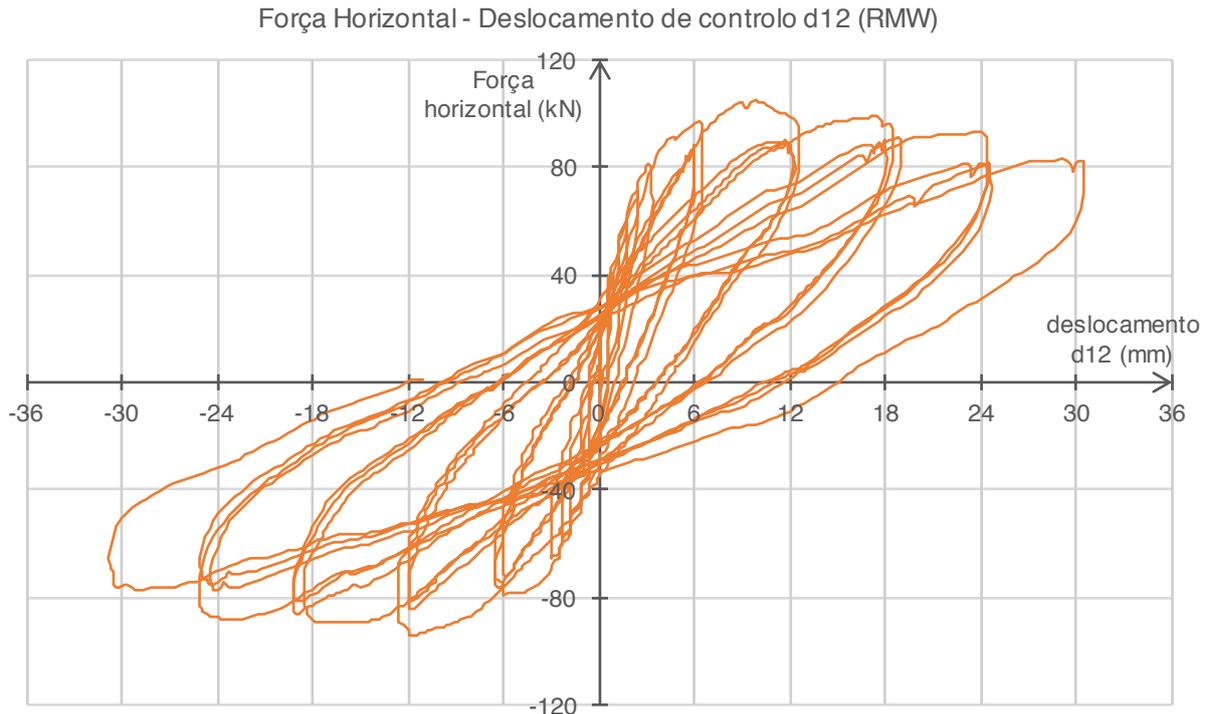


Figura 5.30 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (RMW)

Tal como no ensaio da parede sem reforço, as primeiras fendas surgiram nos ciclos correspondentes a deslocamentos no topo da parede de +6 mm e -6 mm.

Neste ensaio, a rotura deu-se maioritariamente por fissuração diagonal, embora se tenha verificado alguma rotação da parede e tenham surgido fendas horizontais significativas, geralmente associadas a roturas por flexão (*rocking*).

A Figura 5.31 mostra o padrão de fissuração resultante do ensaio da parede reforçada. É evidente que a introdução do quadro metálico no interior da abertura e a forma como este foi fixo à alvenaria tiveram influência no mecanismo de colapso. Surgiram duas fendas principais (marcadas a traço mais espesso na figura) e muitas fendas de menor dimensão, paralelas, que começavam na sapata e cruzavam com as fendas maiores no centro dos nembos.

Observou-se que as porcas dos conetores da travessa inferior do quadro metálico estavam soltas no final do ensaio, o que pode significar forças de tração elevadas nessa zona. Através da visualização das imagens de vídeo pôde ver-se que o quadro metálico de reforço deslizou sobre a face inferior da abertura, o que leva a crer que estes conetores estiveram também sujeitos a elevadas forças de corte. Outro indício que sustentou esta ideia, foi a existência de conetores ligeiramente dobrados na extremidade livre, no final do ensaio. A Figura 5.32 mostra a deformação do quadro metálico para um deslocamento no topo da parede de +18 mm.

O químico de injeção HIT-HY 270 mostrou-se muito eficaz, não se tendo verificado qualquer sinal de arranque dos conetores.

Neste ensaio, todos os transdutores de deslocamento, exceto o de fio, foram retirados após o último ciclo de 18 mm (semi-ciclo 28), para evitar que se danificassem caso a parede colapsasse repentinamente.

Nenhuma das paredes ruiu durante os ensaios, apesar de se ter verificado a existência de algumas pedras soltas no final dos mesmos, facilmente removíveis com a mão. De notar que praticamente todo o reboco se soltou da alvenaria e caiu.

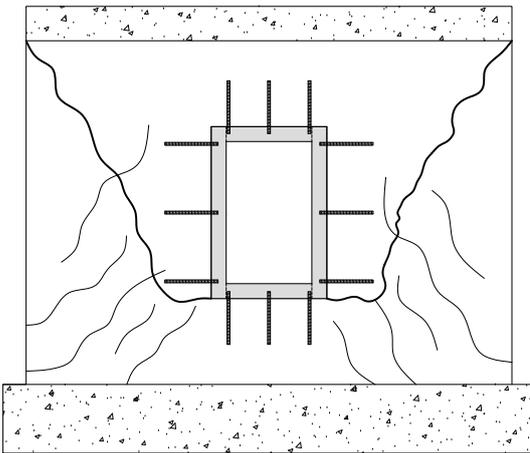


Figura 5.31 - Padrão de fendilhação da parede reforçada



Figura 5.32 - Quadro metálico deformado

5.5.3 Comparação

A Figura 5.33 apresenta os dois gráficos das Figuras 5.27 e 5.30, sobrepostos, e tem como objetivo realçar os principais benefícios resultantes da introdução do “Caixilho Sísmico”.

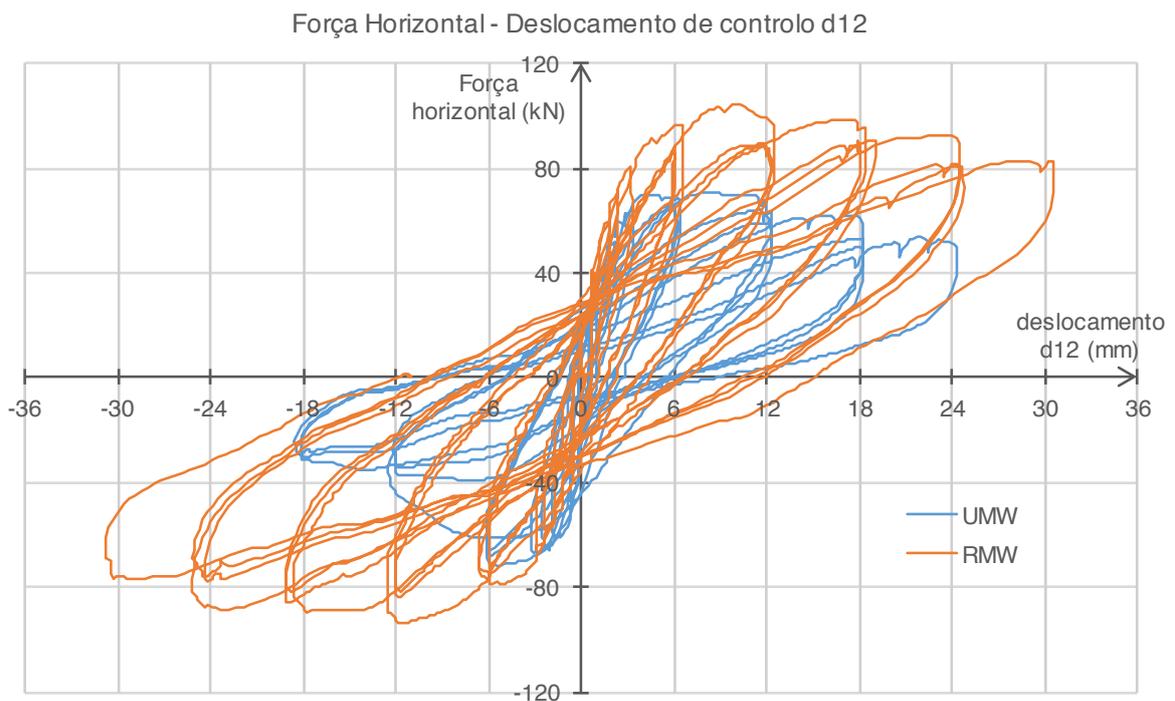


Figura 5.33 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (UMW e RMW)

Com a introdução do “Caixilho Sísmico” na abertura da parede de alvenaria conseguiram-se ganhos de resistência de pico na ordem dos 48%, para o sentido positivo da força, e de 32%, para o sentido negativo da força. Para amplitudes superiores do deslocamento esses ganhos foram ainda maiores. Por exemplo, foi necessário aplicar uma força de -89,36 kN para o deslocamento no topo da parede reforçada ser de -18 mm enquanto que bastaram -35,14 kN de força para atingir esse mesmo deslocamento na parede sem o reforço (ganho de 154% neste caso).

Observou-se, também, um aumento de ductilidade da parede com o “Caixilho Sísmico” instalado. Para se atingir um estado de fendilhação semelhante, a parede reforçada precisou de sofrer deformações maiores do que a parede não reforçada.

5.6 Análise dos resultados experimentais

5.6.1 Registo dos extensómetros

Na Figura 5.34 está representada a evolução das extensões nas secções A e B do quadro metálico de reforço (identificadas na Figura 5.24) com o decorrer do ensaio cíclico.

Todos os extensómetros da Secção B (e1, e4 e e5) produziram diagramas com o andamento e intervalo de valores esperados. Por outro lado, os extensómetros e2 e e3 da Secção A, provavelmente por estarem defeituosos ou a sua ligação ao aparelho de aquisição de dados estar danificada, não produziram leituras válidas e, por isso, não foi realizada qualquer análise a esta secção.

Analisando a figura, pode ver-se que os diagramas dos extensómetros e1 e e5 se desenvolvem nos quadrantes 1 e 3 do sistema de eixos, enquanto que o diagrama do extensómetro e4 se desenvolve nos quadrantes 2 e 4 do mesmo sistema de eixos. A observação anterior vai de encontro com o posicionamento dos extensómetros na secção do perfil UPN, uma vez que os extensómetros e1 e e5 se encontram no lado contrário ao eixo fraco de inércia do extensómetro e4.

Na Secção B, as extensões registadas nos banzos variaram entre -900 e +900 ($\times 10^{-6}$) e as extensões na alma do perfil variaram entre -150 e +200 ($\times 10^{-6}$).

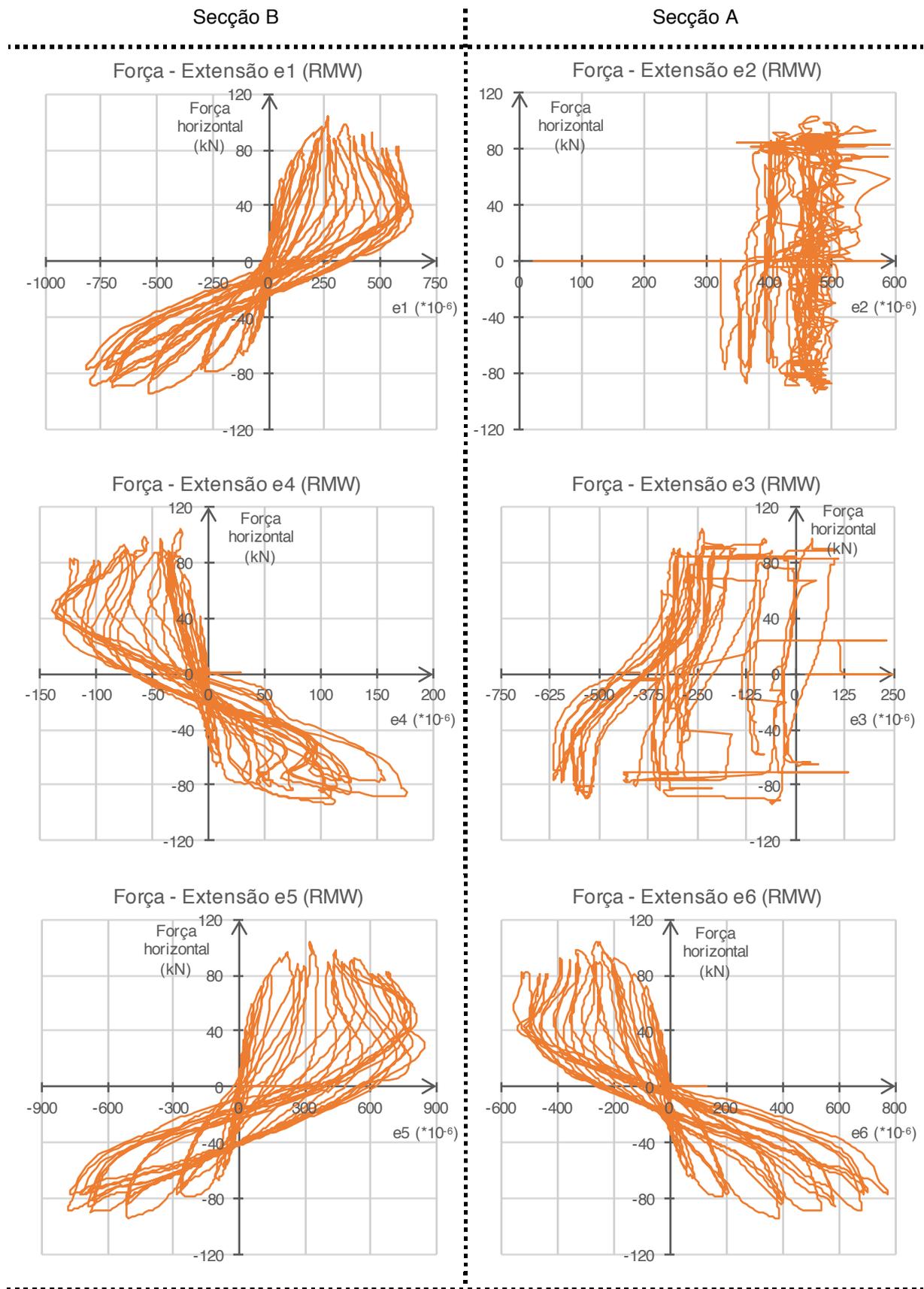


Figura 5.34 - Leituras dos extensômetros instalados no quadro metálico de reforço

5.6.2 Determinação dos esforços (N, M_y, M_z) numa secção do quadro metálico

É possível determinar os esforços numa secção de uma peça linear com base na leitura de três extensómetros uniaxiais, montados em três pontos não colineares dessa secção (Proença, Módulo 5 – Ensaios Experimentais De Materiais E Estruturas e Módulo 6 – Monitorização De Estruturas, 2013). A Figura 5.35 apresenta a posição dos extensómetros na secção do perfil UPN 160 em relação aos seus eixos principais de inércia.

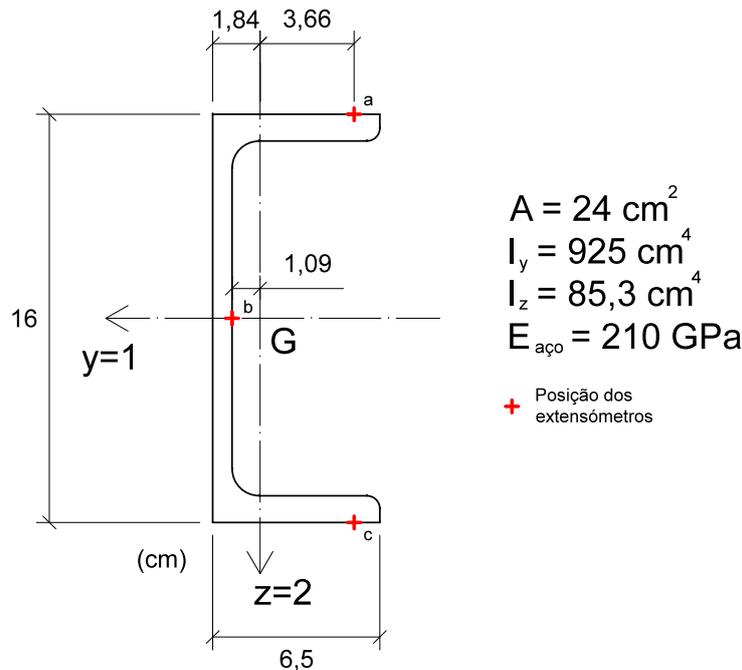


Figura 5.35 - Localização dos extensómetros nas secções instrumentadas

Pela hipótese das secções planas de Bernoulli, tem-se que as extensões longitudinais variam linearmente na secção. Medindo a extensão em três pontos de coordenadas conhecidas (x_1, x_2), em relação a um sistema de eixos com a origem coincidente com o centróide G da secção, tem-se:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_a \\ \varepsilon_b \\ \varepsilon_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_{2a} & -x_{1a} \\ 1 & x_{2b} & -x_{1b} \\ 1 & x_{2c} & -x_{1c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_G \\ \varphi_1 \\ \varphi_2 \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

Onde ε_G , φ_1 e φ_2 representam as características de deformação da secção. Invertendo a equação anterior, consegue-se determinar o valor destas características para qualquer momento do ensaio, bastando saber o conjunto de extensões ($\varepsilon_a, \varepsilon_b, \varepsilon_c$) da secção nesse instante.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_G \\ \varphi_1 \\ \varphi_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_{2a} & -x_{1a} \\ 1 & x_{2b} & -x_{1b} \\ 1 & x_{2c} & -x_{1c} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \varepsilon_a \\ \varepsilon_b \\ \varepsilon_c \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

Para a secção do perfil UPN 160, tem-se:

$$\begin{bmatrix} 1 & x_{2a} & -x_{1a} \\ 1 & x_{2b} & -x_{1b} \\ 1 & x_{2c} & -x_{1c} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} 1,00 & -8,00 & 3,66 \\ 1,00 & 0,00 & -1,09 \\ 1,00 & 8,00 & 3,66 \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} 0,11 & 0,77 & 0,11 \\ -0,06 & 0,00 & 0,06 \\ 0,11 & -0,21 & 0,11 \end{bmatrix}$$

Em virtude do sistema de eixos coincidir com os eixos principais (centrais) de inércia e da origem desse sistema coincidir com o centróide da secção, os esforços (N, M_y , M_z) podem ser calculados a partir das seguintes expressões simplificadas:

$$N = E_{aço} A \varepsilon_G \quad (5.5)$$

$$M_y = E_{aço} I_y \varphi_1 \quad (5.6)$$

$$M_z = E_{aço} I_z \varphi_2 \quad (5.7)$$

Onde $E_{aço}$ representa o módulo de elasticidade do aço, A a área da secção do perfil, I_y o momento de inércia segundo o eixo forte do perfil, I_z o momento de inércia segundo o eixo fraco do perfil e ε_G , φ_1 e φ_2 as características de deformação da secção.

Sendo assim, calcularam-se os esforços na Secção B durante o ensaio através do algoritmo anterior. Na Figura 5.36 está representado o diagrama do esforço axial e na Figura 5.37 o diagrama do momento em torno do eixo fraco de inércia (eixo z).

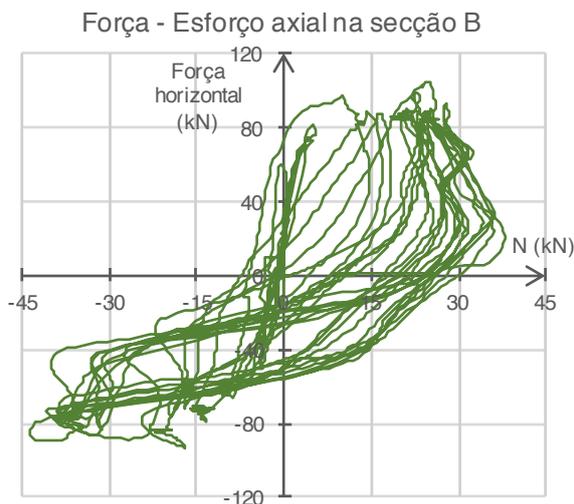


Figura 5.36 - Esforço axial na secção B

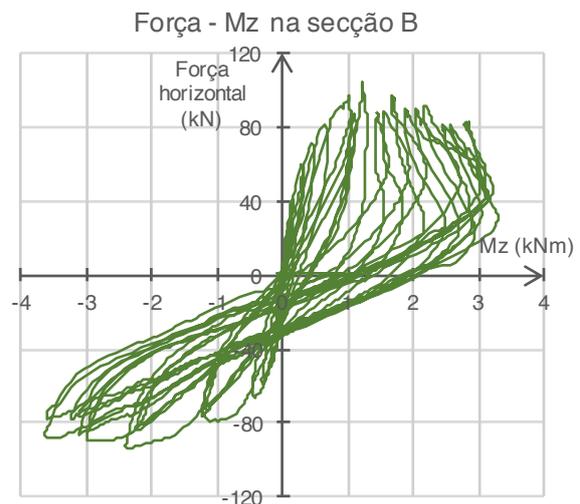


Figura 5.37 - Momento em Z na secção B

Os esforços máximos relevantes na Secção B do quadro metálico para ambos os sentidos de aplicação da força são apresentados na Os perfis de aço são pouco solicitados axialmente (tração e compressão), uma vez que o reforço acompanha os movimentos livres da parede. Já no que respeita à flexão dos perfis, o momento em torno do eixo fraco foi inferior ao momento de cedência da secção. Importa referir que a Secção B não é a mais solicitada, sendo provável que nos cantos do quadro metálico os esforços sejam superiores, podendo, nessa zona, o momento de cedência em torno de z ser ultrapassado.

Tabela 5.7. Os perfis de aço são pouco solicitados axialmente (tração e compressão), uma vez que o reforço acompanha os movimentos livres da parede. Já no que respeita à flexão dos perfis, o momento em torno do eixo fraco foi inferior ao momento de cedência da secção. Importa referir que a Secção B

não é a mais solicitada, sendo provável que nos cantos do quadro metálico os esforços sejam superiores, podendo, nessa zona, o momento de cedência em torno de z ser ultrapassado.

Tabela 5.7 - Esforços máximos na Secção B do UPN 160

Esforço Axial Máximo (kN)		$N_{el} = A \cdot f_y$ (kN)	Momento M_z Máximo (kNm)		$M_{el,z} = W_{el,z} \cdot f_y$ (kNm)
negativo	positivo		negativo	positivo	
-43,65	37,94	564,00	-3,66	3,29	4,30

O algoritmo apresentado permite também determinar a tensão instalada em qualquer ponto da secção B, em qualquer instante do ensaio. Para isso, basta saber as coordenadas do ponto e as características de deformação da secção no instante pretendido. Interessa avaliar a tensão nos pontos A e B (assinalados na Figura 5.38), dado que é previsível que as tensões máxima e mínima verificadas durante o ensaio tenham ocorrido nas extremidades dos banzos do perfil UPN 160. Sendo assim, a tensão no ponto i foi calculada através das seguintes equações:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_G + x_{2i} \cdot \varphi_1 - x_{1i} \cdot \varphi_2 \quad (5.8)$$

$$\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E \quad (5.9)$$

Sabendo que o ponto A tem coordenadas (-4,66; -8,00) [cm] e que o ponto B tem coordenadas (-4,66;+8,00) [cm], determinou-se a evolução das tensões nesses pontos durante o ensaio. O valor máximo de tração que a secção B esteve sujeita foi de 216,26 MPa (no Ponto B) e a máxima tensão de compressão registada foi de 216,25 MPa (no Ponto A). Ambos os valores são inferiores à tensão de cedência do aço.

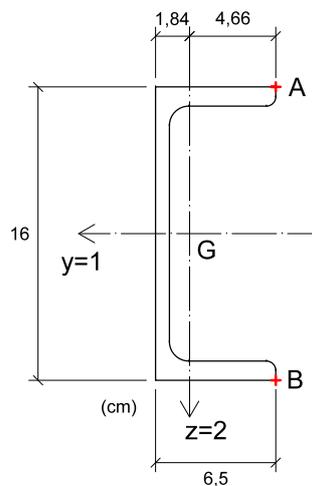


Figura 5.38 - Localização dos pontos da secção B onde ocorreram as tensões máximas

5.6.3 Análise da energia dissipada durante os ensaios

Além da ductilidade, outro parâmetro que é usado na avaliação do desempenho sísmico das estruturas é a capacidade de dissipação de energia durante ciclos de deformação. Uma estrutura com capacidade de dissipação de energia consegue reduzir os efeitos dos movimentos sísmicos e, conseqüentemente, reduzir as exigências de capacidade de deformação da estrutura (Milosevic, 2015).

A energia dissipada num ciclo completo (dois semi-ciclos consecutivos), ΔE_{diss} , corresponde à área interior desse ciclo no diagrama Força - Deslocamento (Figura 5.39).

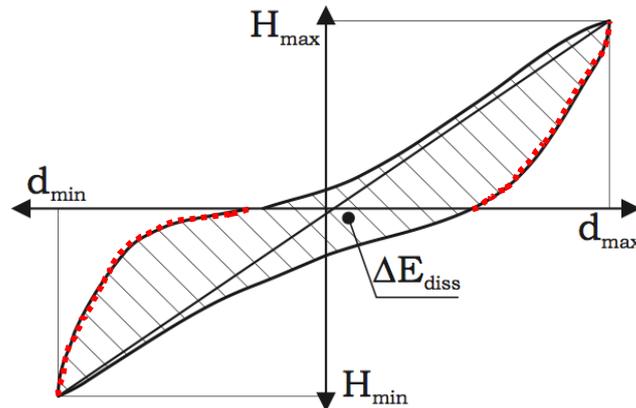


Figura 5.39 - Energia dissipada num ciclo completo (Zimmermann, 2012)

A energia dissipada pelas paredes durante os ensaios pode ser calculada a partir da equação seguinte:

$$E_{diss} = \int F \cdot d\delta \quad (5.10)$$

Onde E_{diss} representa a energia dissipada (em J ou kNmm), F a força horizontal aplicada na parede (em kN) e δ o deslocamento horizontal no topo da parede (em mm).

A partir das leituras realizadas durante os ensaios, utilizou-se a Fórmula de Simpson para determinar a energia dissipada acumulada pelas paredes, com e sem reforço, até ao colapso:

$$E_{diss,acum} = \sum_{i=1}^n \frac{F_i + F_{i-1}}{2} \cdot (\delta_i - \delta_{i-1}) \quad (5.11)$$

Onde n representa o número total de leituras. A evolução da energia dissipada acumulada dos ensaios às paredes UMW e RMW está representada na Figura 5.40 e alguns valores relevantes são apresentados na Tabela 5.8.

Pela análise do diagrama da Figura 5.40 pode ver-se que existe um pico local de energia dissipada acumulada no final de cada ciclo de deformação. Este fenómeno é facilmente explicável uma vez que a força horizontal máxima registada em cada ciclo coincide com a deformação máxima nesse ciclo. Após o pico, existe uma fase em que a energia dissipada acumulada diminui, que corresponde a uma situação de trabalho negativo, ou seja, para forças aplicadas no sentido positivo, o incremento de deslocamento é negativo (ou vice-versa). Este fenómeno dá-se na fase inicial da descarga, assinalada a traço interrompido de cor vermelha na Figura 5.39.

A energia dissipada acumulada no colapso da UMW (semi-ciclo 29) foi de 8568,85 J e no colapso da RMW (semi-ciclo 36) foi de 21167,02 J, o que revela um ganho em termos de energia dissipada de 147,0 %. Caso se comparem os valores para um mesmo estado de deformação, por exemplo, no final do semi-ciclo 29 (o último possível), onde a RMW já tinha conseguido dissipar 12298,50 J de energia, existe um ganho de 43,5 %.

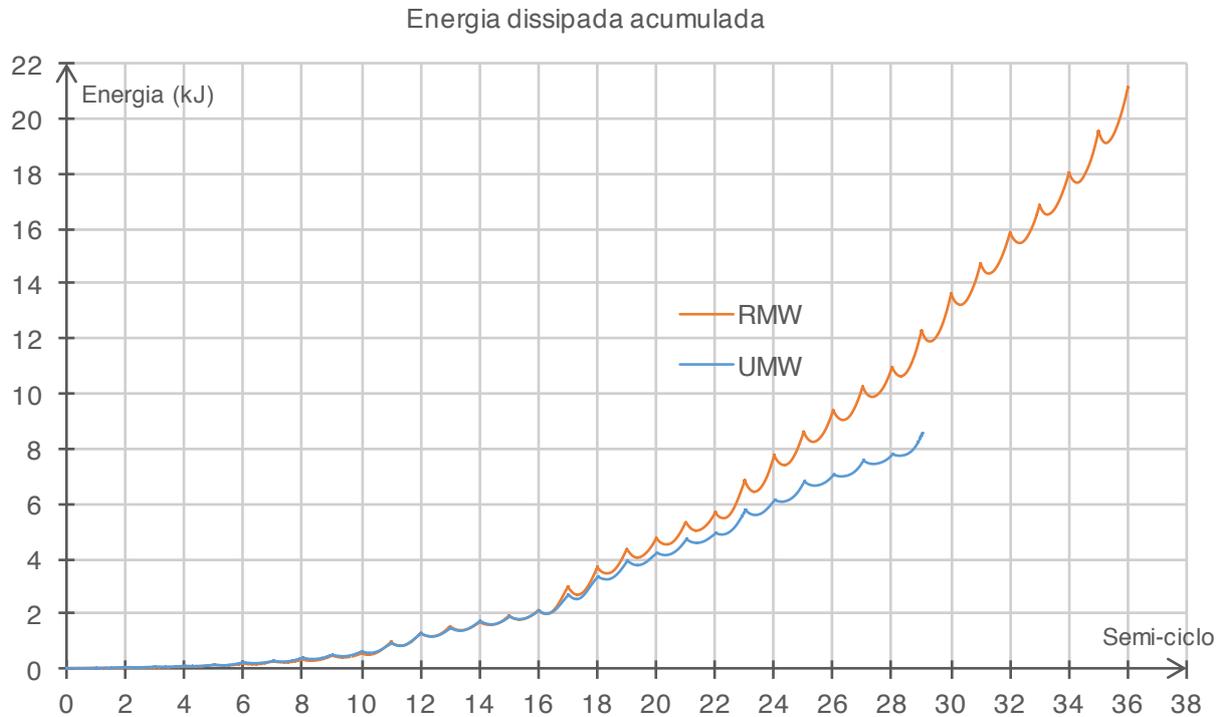


Figura 5.40 - Energia dissipada acumulada em função dos semi-ciclos.

Tabela 5.8 - Valores e relações relevantes do diagrama da energia dissipada acumulada

Ciclo	$E_{diss,acum}$ (J ou kNm)		Relações (%)	
	UMW	RMW		
16	2107,06	2118,53	$\frac{E_{diss,acum}^{RMW,16}}{E_{diss,acum}^{UMW,16}}$	100,5
29	8568,85	12298,50	$\frac{E_{diss,acum}^{RMW,29}}{E_{diss,acum}^{UMW,29}}$	143,5
36	---	21167,02	$\frac{E_{diss,acum}^{RMW,36}}{E_{diss,acum}^{UMW,29}}$	247,0

Curiosamente, até ao semi-ciclo 16 não existem diferenças significativas entre as energias dissipadas acumuladas pela UMW (2107,06 J) e pela RMW (2118,53 J), apesar da parede reforçada ter registado valores de força horizontal superiores aos da parede não reforçada, para todas as amplitudes de deslocamento praticadas (ver Figura 5.41). Ora, a afirmação anterior apenas indica que o trabalho realizado pelo atuador (equivalente à energia introduzida na estrutura) foi superior no caso da RMW, dado que a energia introduzida na estrutura corresponde à área sob os troços do diagrama histerético,

respeitantes apenas à fase de carregamento da estrutura. Uma vez que é a área interior ao diagrama histerético que rege a quantidade de energia dissipada pela estrutura, e essa é semelhante no diagrama Força - Deslocamento de ambas as paredes ensaiadas, até ao semi-ciclo 16, então o valor de energia dissipada acumulada também vai ser parecido. O semi-ciclo 16 corresponde ao último ciclo de amplitude igual a 6 mm.

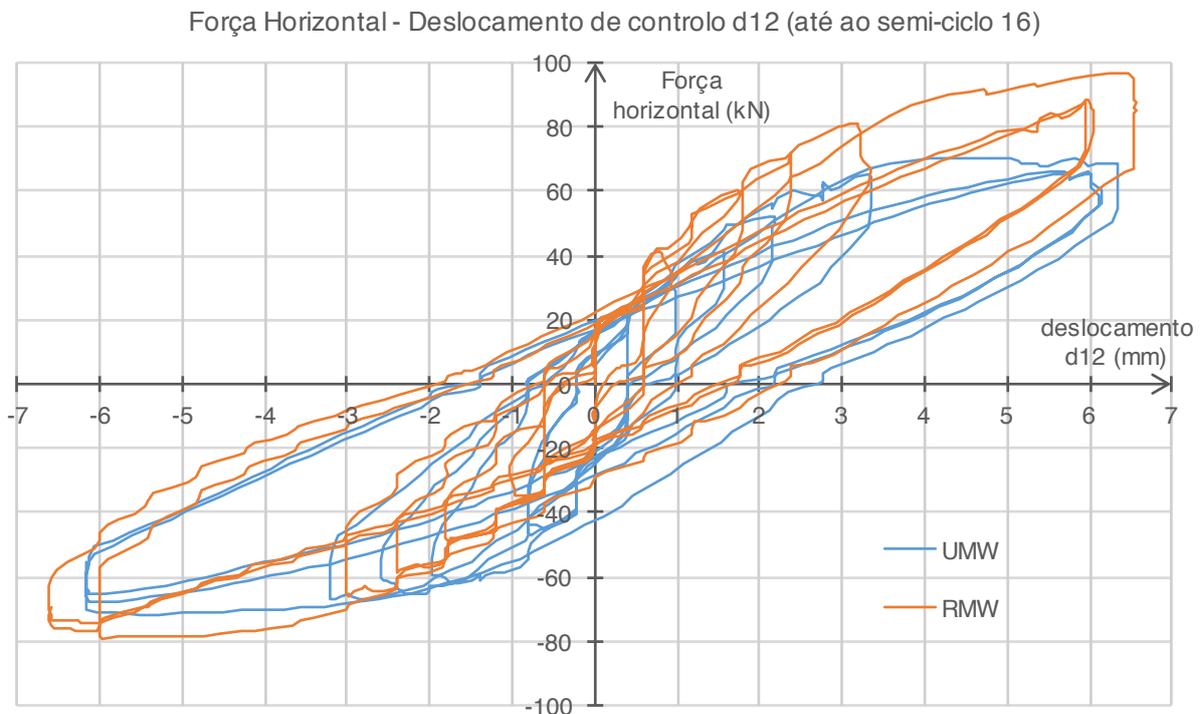


Figura 5.41 - Diagrama Força Horizontal - Deslocamento d12 (até ao semi-ciclo 16)

A partir do semi-ciclo 16, a parede reforçada conseguiu dissipar mais energia do que a parede sem o reforço. A diferença na capacidade de dissipação de energia foi crescendo com o aumentar da amplitude dos deslocamentos impostos pelo atuador.

Pode então concluir-se que só a partir do semi-ciclo 16 é que o reforço começou ativamente a dissipar energia e que a sua contribuição para a melhoria do desempenho da parede a cargas cíclicas foi mais evidente para deslocamentos impostos de maior amplitude.

5.6.4 Perfil em altura dos deslocamentos laterais

Avaliou-se a variação em altura do deslocamento horizontal medido na secção vertical de extremidade oposta ao atuador. Os transdutores utilizados foram o LVDT(d2), localizado à cota de início da abertura (0,375 m), o LVDT(d3), localizado à cota superior da abertura (1,125 m), e o LVDT(d12), localizado no topo do cabeçote de betão (1,65 m). Nesta análise considerou-se que o deslocamento horizontal não variou em altura no cabeçote de betão e que, por isso, as leituras do LVDT(d12) correspondem, também, ao deslocamento horizontal à cota do topo da parede de alvenaria (1,50 m).

Na Figura 5.42 é apresentado o perfil em altura dos deslocamentos laterais, relativo à parede sem reforço (UMW) e com o reforço instalado (RMW) para ambos os sentidos de aplicação da força. No caso da parede UMW, avaliou-se a deformação quando o deslocamento no topo da parede atingiu, pela primeira vez, amplitudes de 3 mm (semi-ciclos 9 e 10), 6 mm (semi-ciclos 11 e 12) e 12 mm (semi-ciclos 17 e 18). No que diz respeito à parede RMW, além de todos os semi-ciclos mencionados anteriormente, também se avaliou o perfil de deformação lateral quando o deslocamento no topo da parede atingiu, pela primeira vez, as amplitudes de 18 mm (semi-ciclos 23 e 24).

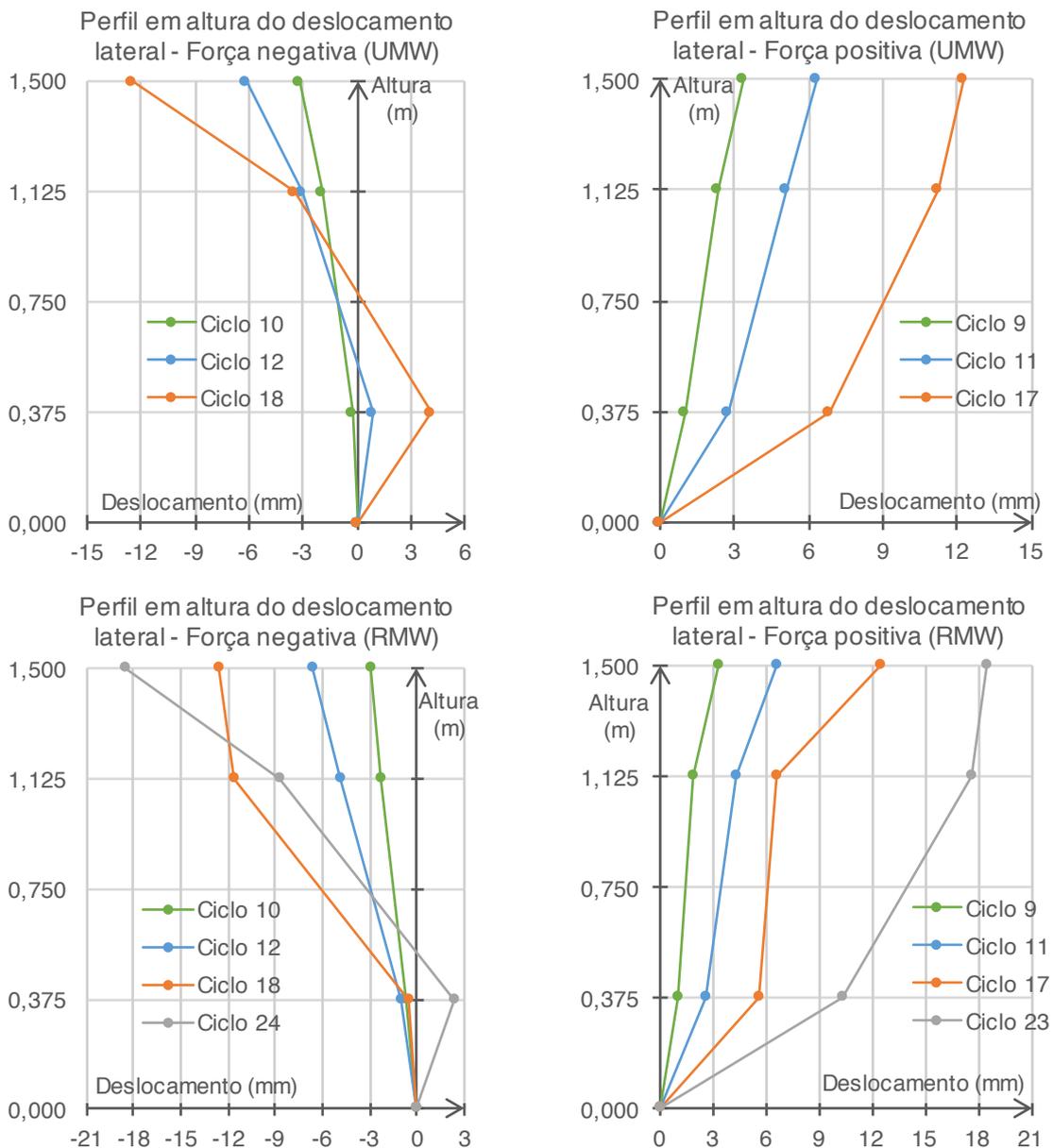


Figura 5.42 - Evolução do perfil em altura do deslocamento lateral ao longo dos ensaios

No sentido positivo da força, o andamento dos diagramas foi o esperado, com o deslocamento horizontal nas três cotas a aumentar progressivamente com aumentar das amplitudes praticadas. No sentido negativo da força ocorreu uma inversão da ordem esperada dos deslocamentos à cota inferior da abertura, com $d_2^{\text{ciclo } 10} > d_2^{\text{ciclo } 12} > d_2^{\text{ciclo } 18}$ para a UMW e com $d_2^{\text{ciclo } 12} > d_2^{\text{ciclo } 18} > d_2^{\text{ciclo } 24}$ para a

parede RMW. Este fenómeno pode ser explicado pela desintegração de uma parcela de alvenaria que era empurrada eficazmente no sentido positivo da força, mas que não acompanhava o resto da parede quando a força era aplicada no outro sentido. Na Figura 5.43 pode ver-se o momento em que o topo da parede é puxado pelo atuador e a dita parcela de alvenaria (assinalada na figura) não acompanhou o movimento.



Figura 5.43 - Separação da parcela de alvenaria

5.6.5 Rotação do topo das paredes

A rotação no topo das paredes corresponde, na realidade, à rotação do cabeçote de betão. Este parâmetro pode ser avaliado a partir das leituras dos LVDT(d4) e LVDT(d5), distanciados de 2,0 m na direção horizontal. Sendo assim, determinou-se a rotação (em rad) do topo de ambas as paredes ensaiadas através da seguinte equação:

$$\theta = \frac{d_4 - d_5}{2000} \quad (5.12)$$

Onde d_4 e d_5 são os valores dos deslocamentos verticais (em mm) medidos pelos transdutores LVDT(d4) e LVDT(d5), respetivamente. As rotações foram calculadas para a primeira vez que cada amplitude de deslocamento foi alcançada. A sua evolução ao longo dos ensaios é apresentada na Figura 5.44.

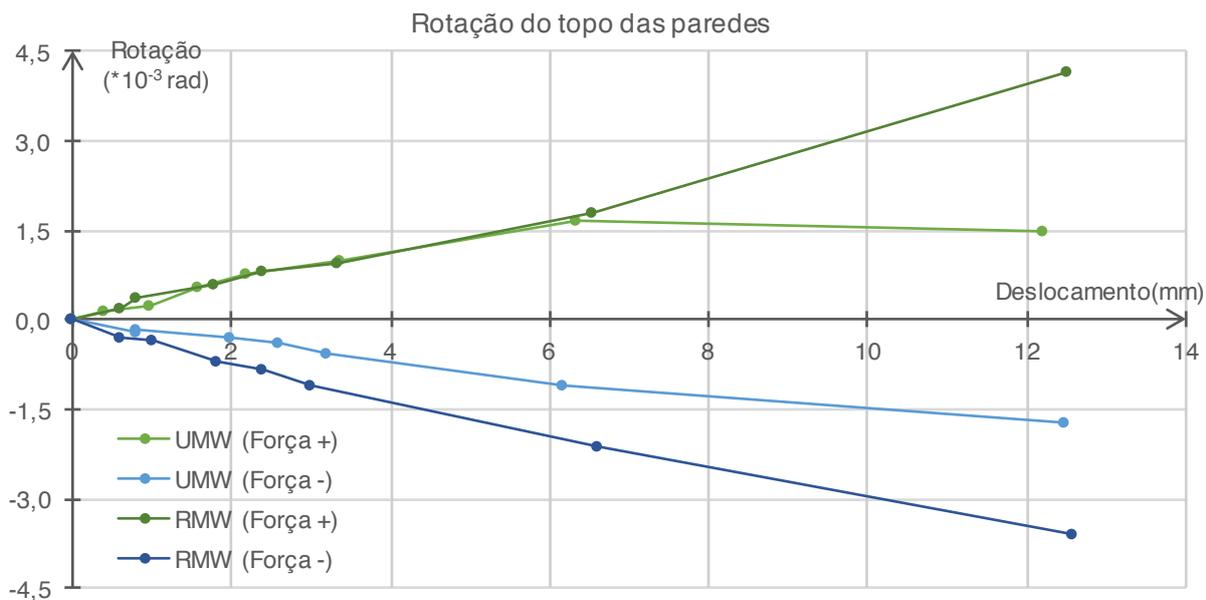


Figura 5.44 - Rotação do topo das paredes

Pode concluir-se que a parede reforçada rodou mais do que a parede sem o reforço, sendo que para uma amplitude de cerca de 12 mm de deslocamento no topo da parede, a rotação da RMW foi 2,8 vezes superior à rotação da UMW no sentido positivo da força e 2,1 vezes superior no sentido negativo da força.

Julga-se que a maior rotação apresentada pela parede reforçada decorre sobretudo do facto das forças mobilizadas serem superiores.

5.7 Conclusões do capítulo

Com a instalação do “Caixilho Sísmico” na abertura conseguiram-se ganhos de resistência de pico na ordem dos 48%, para o sentido positivo da força, e de 32%, para o sentido negativo da força. Para amplitudes superiores do deslocamento, comportamento pós-pico, esses ganhos foram ainda maiores.

Observou-se, também, um aumento de capacidade de deformação da parede com o “Caixilho Sísmico” instalado, que foi cerca de 25%, para o sentido positivo da força, e de 67%, para o sentido negativo da força.

A energia dissipada acumulada no colapso da parede UMW foi de 8568,85 J e caso da parede RMW de 21167,02 J, o que revela um ganho, em termos de energia dissipada, de 147,0 %. Caso se comparem os valores para um mesmo estado de deformação, por exemplo, no final do semi-ciclo 29 (o último possível), onde a RMW já tinha conseguido dissipar 12298,50 J de energia, existe um ganho de 43,5 %.

6. Modelação numérica dos ensaios

A análise numérica de estruturas é importante na prática da engenharia civil, tanto no dimensionamento de estruturas, como no desenvolvimento de projetos de investigação.

No que diz respeito à presente dissertação, a modelação numérica das paredes ensaiadas permitirá estudar o comportamento de paredes com aberturas à escala real, testar outros tipos e dimensões de perfis metálicos a usar na solução de reforço e avaliar outros tipos de ligação reforço - alvenaria.

Assim, recorreu-se programa de cálculo de elementos finitos DIANA (Displacement ANAlyser), versão 9.2 (2006), para simular o comportamento de modelos numéricos de paredes de alvenaria idênticos às paredes ensaiadas.

6.1 Modelação numérica da parede de alvenaria não reforçada (UMW)

6.1.1 Modelo numérico da parede

Optou-se por um modelo no plano (2D), uma vez que o carregamento é aplicado segundo o plano da parede. Começou-se por definir a geometria do modelo e indicar a espessura dos elementos, sendo esta de 1,0 m na sapata e de 0,3 m na alvenaria e no cabeçote de betão (Figura 6.1).

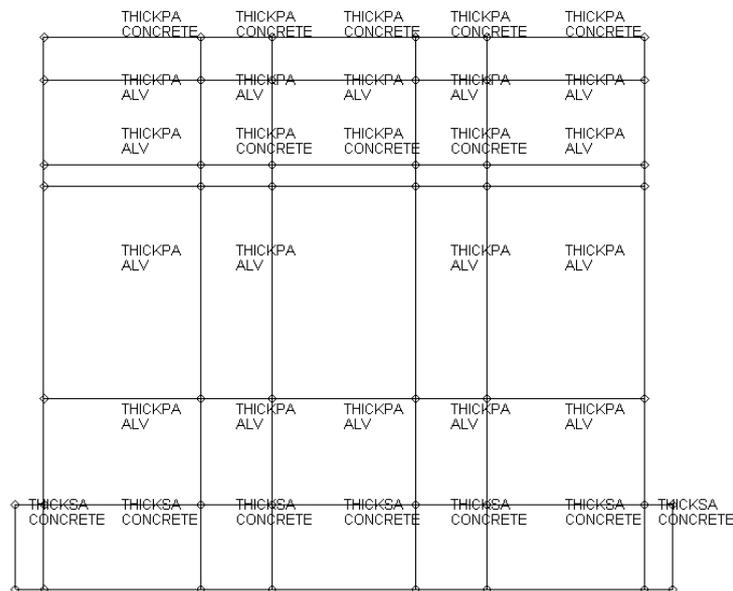


Figura 6.1 - Definição do material e da espessura de cada superfície

De seguida, definiram-se as propriedades dos materiais. O betão foi modelado como um material elástico linear isotrópico, com um módulo de elasticidade de 30 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,2 e um peso volúmico de 25,0 kN/m³. Na Tabela 6.1 estão resumidas as propriedades adotadas para o betão.

Tabela 6.1 - Propriedades do betão

	E (GPa)	Coefficiente de Poisson	Peso Volúmico (kN/m ³)
Betão	30	0,2	25,0

No que diz respeito à alvenaria, esta pode ser modelada através de uma abordagem Micro ou Macro. No primeiro caso, os blocos de pedra, a argamassa e a interface entre estes dois componentes são modelados individualmente. Trata-se de uma abordagem sofisticada e ortotrópica, indicada na análise de alvenaria regular. No segundo caso, a alvenaria é tratada como um material homogénio e isotrópico, mais indicado para o estudo de alvenarias antigas irregulares.

A abordagem seguida foi a abordagem Macro, tendo-se optado pelo modelo de fissuração com direção variável (*Total Strain Rotating crack model*, RCM), que descreve o comportamento à tração e à compressão da alvenaria através de uma relação tensão - extensão. Este modelo adequa-se bem a análises governadas pela fissuração ou esmagamento do material, como é o caso de análises de paredes de alvenaria (TNO DIANA, 2007).

No modelo RCM a fenda é iniciada quando a tensão máxima iguala a resistência à tração do material, sendo a sua orientação perpendicular à da extensão principal máxima. O modelo RCM permite uma correção gradual da direção inicial da fenda durante o ensaio, ao contrário do modelo de fissuração com direção fixa (*Total Strain Fixed crack model*, FCM) que fixa o sistema de coordenadas no início da análise de acordo com as direções principais de extensão, não permitindo que a direção inicial da fenda mude.

Para descrever o comportamento à tração da alvenaria optou-se por uma relação tensão - extensão exponencial negativa (após se atingir a tensão máxima), como mostra a Figura 6.2, onde f_t corresponde à resistência à tração da alvenaria e G_f^I à energia de fratura de tração da alvenaria. No que diz respeito ao comportamento à compressão, adotou-se uma relação tensão - extensão elástica linear, para evitar que surgissem fenómenos de esmagamento da alvenaria no resultado da análise numérica, já que no ensaio experimental o mecanismo de rotura observado apenas envolveu fenómenos de tração e de corte.

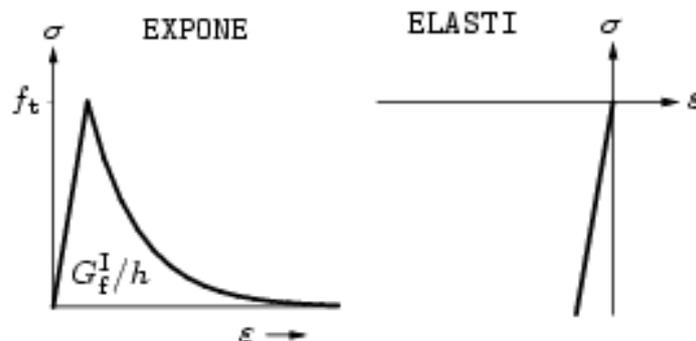


Figura 6.2 - Funções que descrevem o comportamento da alvenaria à tração e à compressão (TNO DIANA, 2007)

Assim, as propriedades da alvenaria que necessitam de ser definidas são o peso volúmico, o coeficiente de Poisson, o módulo de elasticidade, a resistência à tração e a energia de fratura de tração. Admitiu-se um peso volúmico de $18,35 \text{ kN/m}^3$ e um coeficiente de Poisson igual 0,2.

De acordo com Araújo (2014), o estado de compressão axial da parede tem influência na sua rigidez inicial. Se duas paredes iguais de alvenaria estiverem submetidas a tensões axiais diferentes, a que tiver uma maior tensão instalada terá um módulo de elasticidade superior. Esta relação pode ser explicada pelo aumento da coesão, provocada pelo fechamento dos vazios interiores, à medida que a carga axial aumenta, contribuindo assim para um aumento de rigidez do material compósito pedra - argamassa.

No mesmo estudo, Araújo (2014) calibrou o módulo de elasticidade de vários modelos experimentais de paredes de alvenaria de pedra. Um desses modelos, o que tinha esbelteza ($h/l=1$), espessura (32 cm) e tensão axial (0,2 MPa) semelhante aos modelos ensaiados no âmbito desta dissertação, apresentou um valor de módulo de elasticidade de 800 MPa, que é cerca de metade do valor usado no dimensionamento da solução de reforço em 5.2.1.

A energia de fratura de tração está relacionada com a área inferior à curva exponencial de amolecimento que define o comportamento à tração da alvenaria (ver Figura 6.2). Araújo (2014) sugere um valor de $0,02 \text{ Nmm/mm}^2$ para esta propriedade.

No que diz respeito à resistência à tração da alvenaria ligada por argamassa de cal hidráulica, Milosevic (2013) sugere um valor de 0,258 MPa para uma argamassa de relação areia - cal hidráulica de 1:3. Já Magenes (2010) propõe um valor de 0,137 MPa para uma argamassa de cal hidráulica enfraquecida com a adição de areia, num processo semelhante ao realizado nesta dissertação.

As propriedades da alvenaria consideradas na iteração inicial do processo de calibração do modelo numérico foram as indicadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Propriedades da alvenaria inicialmente adotadas

	E (GPa)	Coeficiente de Poisson	Peso Volúmico (kN/m^3)	Resistência à tração (MPa)	Energia de fratura de tração (Nmm/mm^2)
Alvenaria	0,800	0,2	18,35	0,137	0,02

A malha de elementos finitos foi gerada com elementos finitos retangulares (CQ16M) de dimensões 50 x 75 (mm). Este tipo de elemento finito é isoparamétrico, quadrilátero, de 8 nós, representa um estado plano de tensões, utiliza a interpolação quadrática e a integração de Gauss (Figura 6.3).

A carga axial de 126 kN, equivalente a uma tensão de compressão de 0,2 MPa em toda a secção da parede, foi distribuída pelo conjunto de nós correspondentes às duas chapas assentes no cabeçote de betão (ver 5.3.2), respeitando assim a configuração do ensaio experimental. O peso próprio do betão e da alvenaria foi, também, considerado. A carga horizontal foi aplicada no cabeçote de betão (nós 2876, 2829 e 2853) e o deslocamento foi medido no topo do mesmo cabeçote (nó 3040). Para simular

o encastramento da sapata restringiram-se os movimentos segundo todos os graus de liberdade dos nós da base da sapata: translação em x, translação em y e rotação segundo z.

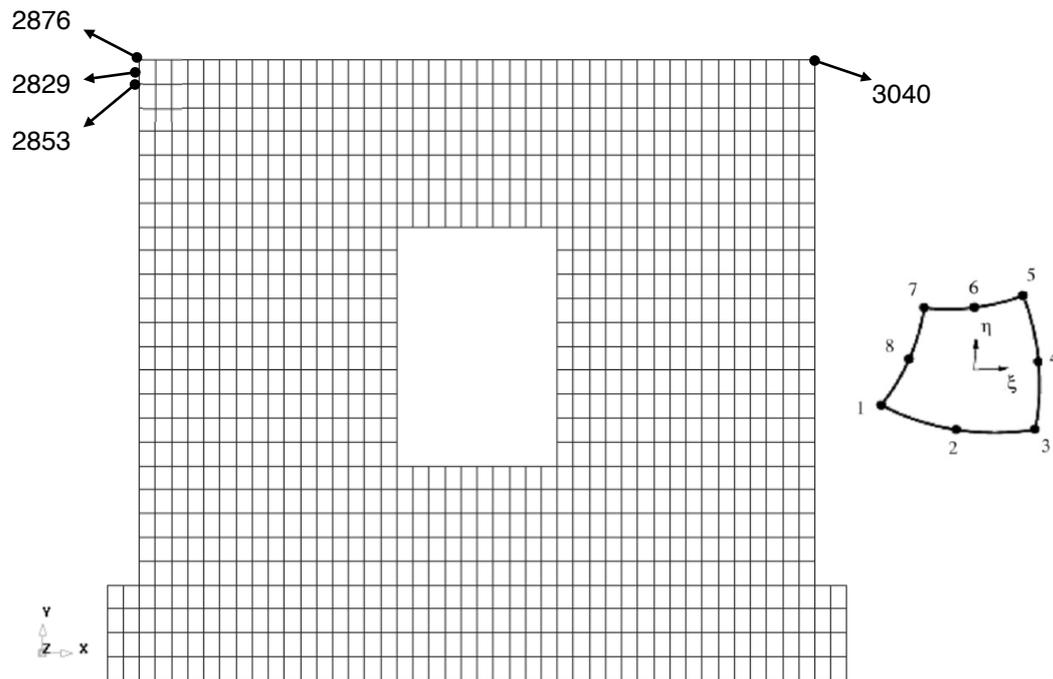


Figura 6.3 - Malha de elementos finitos adotada

6.1.2 Calibração do modelo

Definidas a geometria, os materiais, a malha, o carregamento e as condições de apoio, realizou-se uma análise física não linear ao modelo numérico da parede. O método iterativo usado foi BFGS que pertence ao conjunto dos métodos iterativos *Quasi-Newton*. Os passos foram definidos usando um método adaptativo de carregamento (*Iteration Based Adaptive Loading*) que fornece incrementos automáticos de carga através do número de iterações, em conjunto com o comando de alcance angular (*Arc-length Control*) que é útil em locais onde a curva numérica é interrompida num ponto e “salta” para um ponto de equilíbrio anterior (*snap-back*) ou para um ponto de equilíbrio posterior (*snap-through*). O critério de convergência adotado foi o da energia interna, com uma tolerância de 10^{-3} .

A parte inicial da curva Força horizontal - Deslocamento resultante da análise não linear ao modelo numérico definido no subcapítulo anterior (6.1.1) está representada na Figura 6.4, juntamente com a envolvente do ensaio experimental. De notar que o ensaio realizado numericamente foi monotónico e que por isso apenas a parte relativa à força positiva foi obtida pelo DIANA 9.2, tendo-se replicado essa curva para o sentido negativo da força.

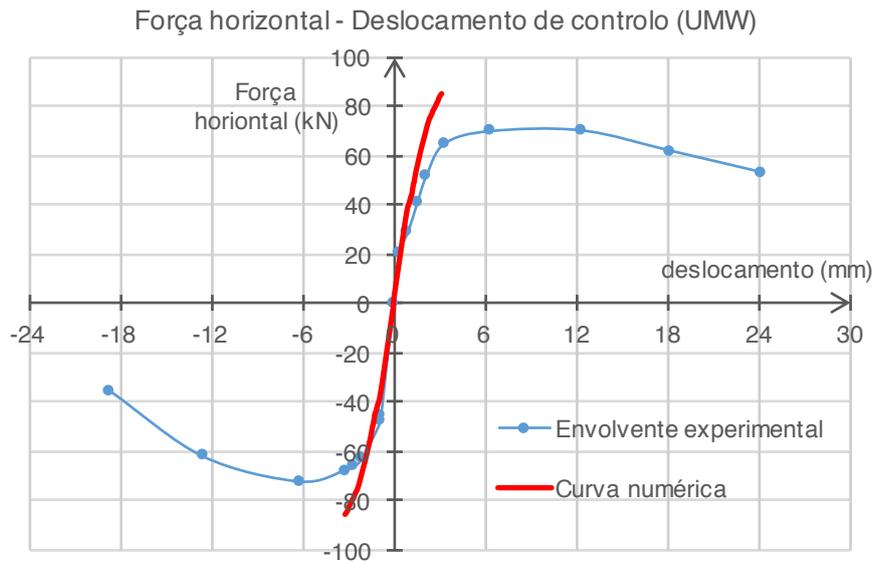


Figura 6.4 - Curva numérica utilizando as propriedades dos materiais inicialmente adotadas

A Figura 6.4 permite concluir que o módulo de elasticidade inicialmente adotado no modelo numérico (800 MPa) resulta numa rigidez semelhante à do modelo experimental. No entanto, a resistência à tração inicialmente assumida (0,137 MPa) é elevada, havendo a necessidade de reduzir esse valor até que as duas curvas apresentem um comportamento parecido.

Assim, a resistência à tração da alvenaria foi reduzida progressivamente até que as forças horizontais máximas das duas curvas fossem semelhantes. Na Figura 6.5 está representada a curva numérica para um valor de resistência à tração de 0,02 MPa, substancialmente inferior ao inicialmente adotado e da ordem de grandeza da resistência à tração de paredes de alvenaria ligadas por argamassas de cal aérea (0,024 MPa, conforme sugerido por Milosevic (2013)). Aliás, este resultado vai de encontro ao facto das propriedades da argamassa de cal hidráulica utilizada na construção dos modelos reais serem da ordem de grandeza das conhecidas para argamassas de cal aérea (ver 5.1.1).

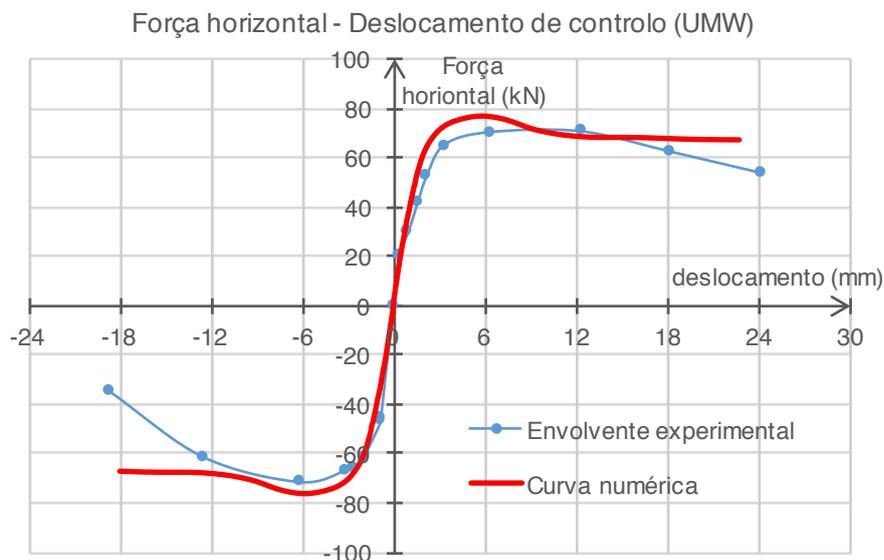


Figura 6.5 - Calibração da curva numérica a partir da envolvente experimental

As propriedades que resultaram da calibração do modelo numérico estão apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Propriedades da alvenaria do modelo calibrado

	E (GPa)	Coefficiente de Poisson	Peso Volúmico (kN/m ³)	Resistência à tração (MPa)	Energia de fratura de tração (Nmm/mm ²)
Alvenaria	0,800	0,2	18,35	0,02	0,02

6.1.3 Análise dos resultados

Na Figura 6.6 estão representados o diagrama histerético experimental e a curva numérica calibrada. A máxima força horizontal estimada numericamente foi de 76,59 kN e ocorreu para um deslocamento no topo da parede de 5,67 mm, valores consistentes com os obtidos experimentalmente. Recorde-se que a máxima força horizontal registada durante o ensaio da parede não reforçada foi de +70,41 kN, no sentido positivo, e de -71,59 kN, no sentido negativo da força.

A perda significativa de resistência verificada experimentalmente após se ter atingido o pico (mais evidente no sentido negativo da força) não foi totalmente simulada pelo modelo numérico proposto. De facto, Araújo (2014) refere que este tipo de análise numérica não é capaz de capturar o fenómeno de dano acumulado que surge devido ao carregamento ser cíclico.

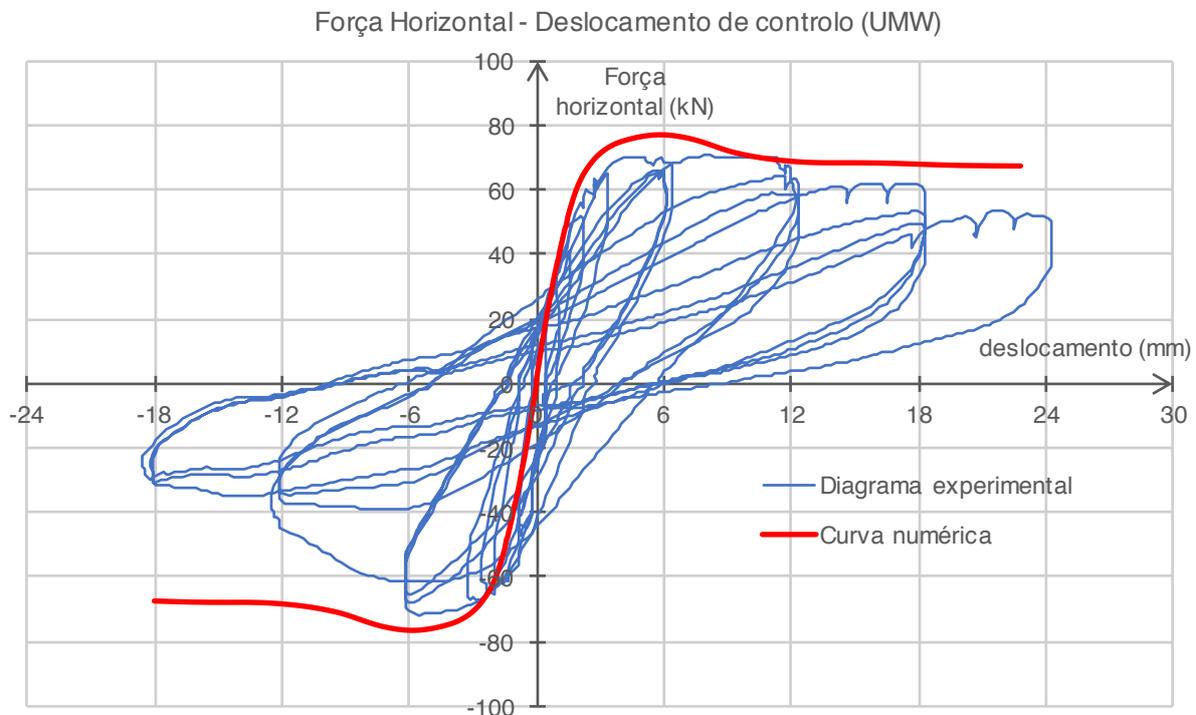


Figura 6.6 - Diagrama histerético experimental e curva numérica calibrada (UMW)

A distribuição das extensões principais máximas foi utilizada como indicador do estado de dano da parede. A Figura 6.7 mostra essa distribuição no final da análise. Nela pode ver-se que o padrão de fissuração é consistente com os danos no colapso da parede, sendo visíveis duas fendas principais que se propagam desde um dos cantos da abertura até um dos cantos da parede. O estado de danos registado numericamente vai de encontro ao padrão de fissuração experimental (ver Figura 5.28) que, devido à natureza cíclica do ensaio experimental, inclui fendas segundo duas direções contrárias.

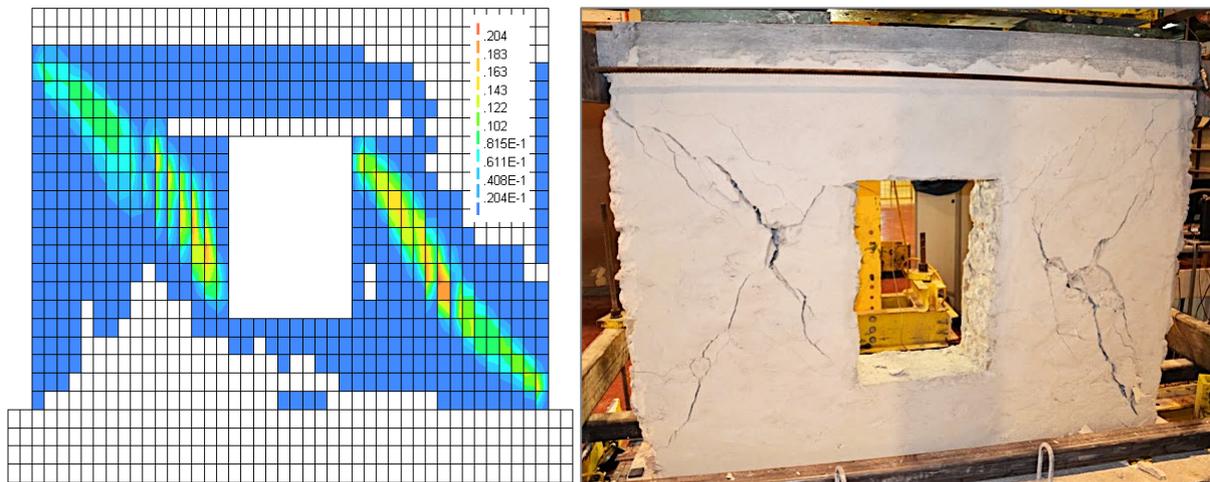


Figura 6.7 - Padrão de danos numérico e experimental (colapso) da UMW

Na Figura 6.8 está representada a deformada do modelo numérico no final da análise não linear, para um deslocamento no topo da parede de 23,1 mm (fator de ampliação de 9,69). De salientar que os elementos da malha que sofreram maior distorção estão localizados em zonas da parede que sofreram fendilhação. Referir ainda a possibilidade da ocorrência de esmagamento no canto comprimido do nêmo direito da parede caso o comportamento à compressão da alvenaria tivesse sido considerado através de uma curva tensão - extensão parabólica, em vez de se ter admitido um comportamento linear que impossibilita a ocorrência de qualquer fenómeno de esmagamento da alvenaria.

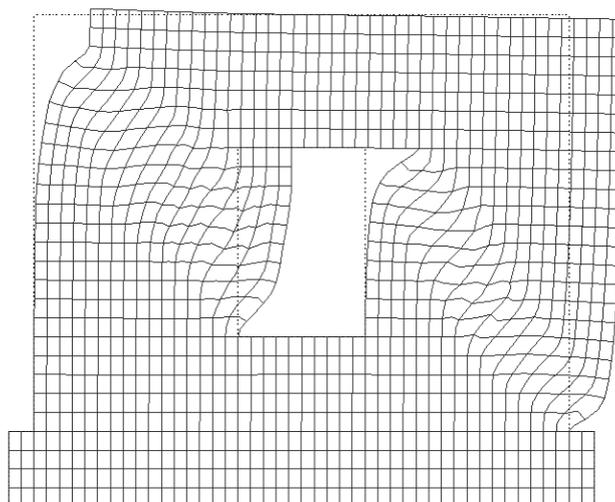


Figura 6.8 - Deformada do modelo numérico para um deslocamento de 23,1 mm no topo da parede (UMW)

6.2 Modelação numérica da parede de alvenaria reforçada (RMW)

Neste subcapítulo, o objetivo passa por introduzir o quadro metálico de reforço no modelo numérico da parede com a abertura central desenvolvido e calibrado em 6.1. Sendo assim, todas as hipóteses admitidas anteriormente, bem como os valores das propriedades da alvenaria calibrados foram mantidos nesta análise.

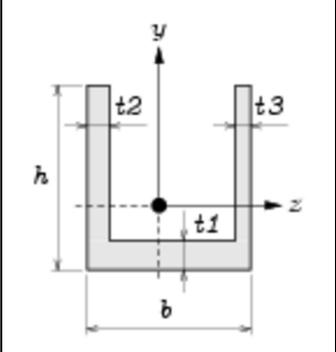
O aço que constitui o perfil foi modelado como um material elástico linear isotrópico, com um módulo de elasticidade de 210 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,3 e um peso volúmico de 78,6 kN/m³. Na Tabela 6.4 estão resumidas as propriedades do aço adotadas.

Tabela 6.4 - Propriedades do aço

	E (GPa)	Coeficiente de Poisson	Peso Volúmico (kN/m ³)
Aço	210	0,3	78,6

O perfil UPN foi modelado através de um elemento de viga reto bidimensional e de dois nós (L7BEN). O programa de cálculo DIANA oferece um conjunto de secções pré-definidas, entre elas a secção em U. Na Tabela 6.5 está representado o esquema da secção pré-definida em U, juntamente com os valores da geometria do perfil UPN 160 adotados.

Tabela 6.5 - Geometria do perfil UPN 160 adotada

	UPN 160 (mm)	
	h	65
b	160	
t1	7,5	
t2	10,5	
t3	10,5	

Inicialmente, no modelo numérico, o quadro metálico foi ligado rigidamente à alvenaria nos nós que correspondiam aos locais onde foram colocados os conetores no modelo real e ainda nos nós de canto do quadro de reforço.

Depois de definida a modelação do reforço, realizou-se uma análise não linear ao modelo numérico da parede reforçada, nos mesmos moldes da análise realizada à parede sem o reforço. Dado que logo no início da análise, para valores de força horizontal reduzidos, surgiram concentrações de tensões nas zonas de ligação entre o reforço e a alvenaria que impossibilitaram a convergência numérica, decidiu-se criar uma moldura de elementos elásticos de alvenaria à volta da abertura, cujas propriedades estão indicadas na Tabela 6.6. Assim, evitou-se a formação de fissurações espúrias que impossibilitavam a convergência numérica do modelo.

Tabela 6.6 - Propriedades dos elementos elásticos de alvenaria

	E (GPa)	Coefficiente de Poisson	Peso Volúmico (kN/m ³)
Alvenaria	2,4	0,3	18,35

Com esses elementos elásticos adicionados, realizou-se uma nova análise não linear ao modelo numérico da parede reforçada. A curva de resposta numérica obtida e o diagrama histerético experimental estão representados na Figura 6.9. A máxima força horizontal no plano estimada numericamente foi de 114,6 kN, ligeiramente superior ao valor experimental, e ocorreu para um deslocamento no topo da parede de 7,37 mm.

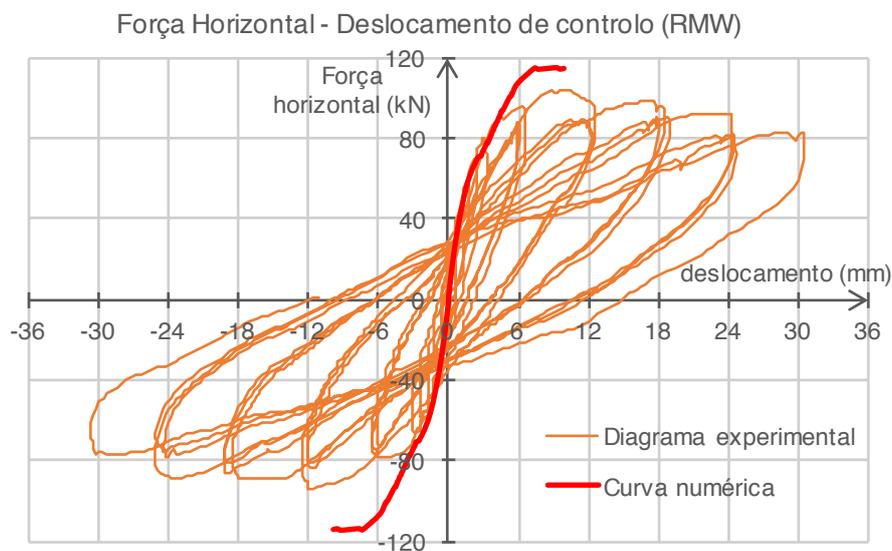


Figura 6.9 - Diagrama histerético experimental e curva numérica respeitante à modelação do reforço - modelo inicial

Como referido, a resistência lateral do modelo numérico foi ligeiramente superior à resistência obtida no ensaio experimental, pelo que se justifica alguma calibração do modelo numérico. Assim, estando desde já calibradas as características materiais da alvenaria, resultado da calibração efetuada com o modelo anterior, há que interferir ao nível da ligação do quadro metálico à alvenaria. Procedeu-se, portanto, à diminuição do número de pontos de ligação entre o quadro metálico e a alvenaria. Considerou-se que as ligações existentes apenas eram eficientes nos cantos comprimidos do quadro metálico. A curva numérica resultante da análise não linear com o modelo numérico modificado e o diagrama histerético experimental estão representados na Figura 6.10.

Neste novo modelo numérico, a máxima força horizontal estimada numericamente foi de 105,8 kN e ocorreu para um deslocamento no topo da parede de 8,98 mm, valores consistentes com os obtidos experimentalmente. Recorde-se que a máxima força horizontal registada durante o ensaio da parede reforçada foi de +104,46 kN no sentido positivo e de -94,14 kN no sentido negativo da força.

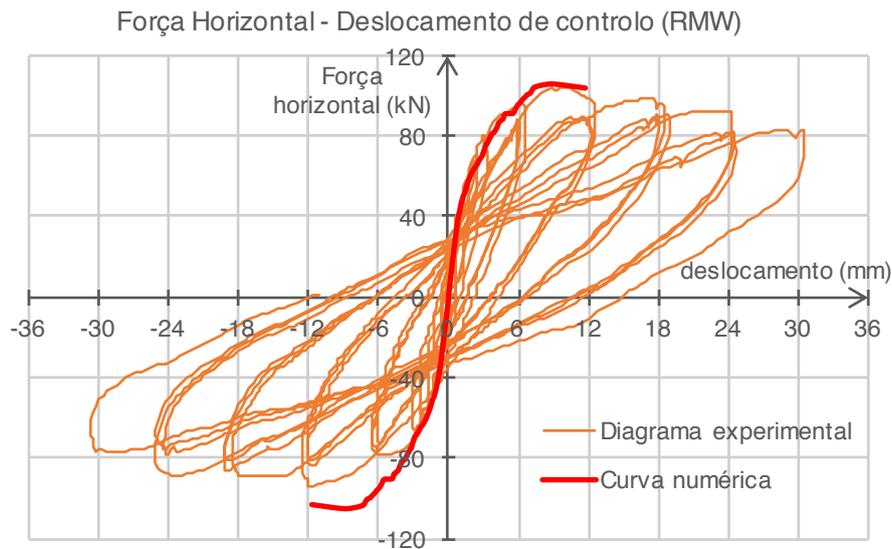


Figura 6.10 - Diagrama histerético experimental e curva numérica respeitante à modelação do reforço - modelo final

No que diz respeito ao estado de fendilhação associado à carga horizontal de pico, este consistiu em fendilhação diagonal em ambos os nembros da parede (Figura 6.11). No Anexo A podem ver-se os resultados respeitantes à carga de pico de ambas as análises descritas neste subcapítulo.

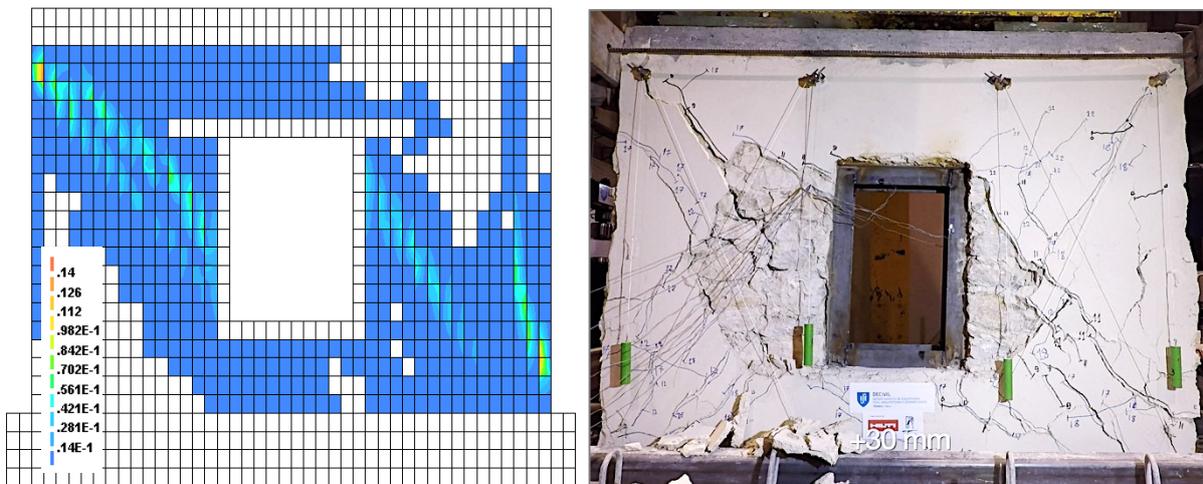


Figura 6.11 - Padrão de danos numérico (pico) e experimental (colapso) da RMW

Apesar dos resultados numéricos se terem aproximado bastante dos experimentais, a verdade é que a ligação entre a alvenaria e o reforço foi modelada de forma simplificada, incapaz de representar alguns dos fenómenos observados durante os ensaios aos modelos reais. Um desses fenómenos foi o deslizamento que existiu entre a travessa inferior do reforço e a alvenaria. Por outro lado, os conetores (varões roscados de aço com 230 mm) não foram modelados numericamente, mas verificou-se que a sua existência influenciou a localização das fendas na parede reforçada. Assim, era espectável que o padrão de fendilhação numérico fosse relativamente diferente do observado experimentalmente.

6.3 Modelação numérica da parede de alvenaria sem abertura (maciça)

O pressuposto por detrás do conceito do “Caixilho Sísmico” consistiu em dimensionar um quadro metálico com uma inércia tal que o comportamento da parede com o reforço na abertura se aproximasse, o mais possível, do comportamento da mesma parede, sem a abertura. Assim, para comprovar a eficácia da solução de reforço é importante modelar o comportamento da parede maciça (sem abertura), desde a fase elástica e até ao colapso, comparando o valor de resistência lateral máxima com o respetivo valor dos outros modelos e ensaios experimentais.

Partindo do modelo numérico da parede não reforçada (definido em 6.1), eliminou-se a abertura e o lintel de betão e distribuiu-se a carga vertical por toda a secção da parede. Realizou-se uma análise numérica não linear do modelo da parede maciça, sujeito a uma carga horizontal crescente no topo da mesma, tendo-se obtido a curva numérica representada na Figura 6.12.

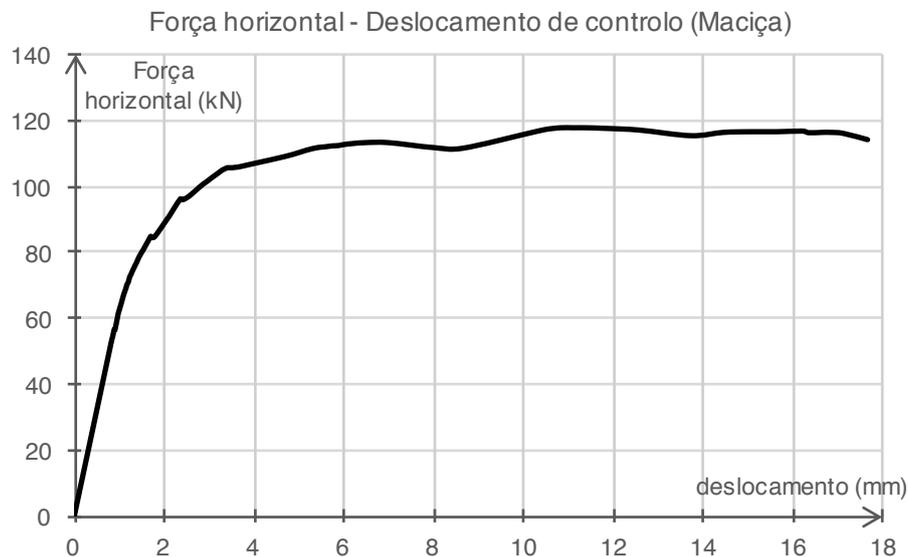


Figura 6.12 - Curva numérica do ensaio à parede maciça

Pela análise do gráfico da Figura 6.12, pode ver-se que foi atingido um patamar quase constante de resistência lateral a partir dos 6 mm de deformação no topo da parede, sendo que a força horizontal máxima registada foi de 117,5 kN. O modo de rotura obtido nesta análise foi por fendilhação diagonal ao longo da parede maciça (Figura 6.13), o que era de esperar, já que não foi permitida a rotura por compressão da alvenaria. Caso se admitisse o esmagamento da alvenaria, o valor da resistência lateral máxima poderia eventualmente diminuir, dado que é possível que ocorra este mecanismo de colapso.

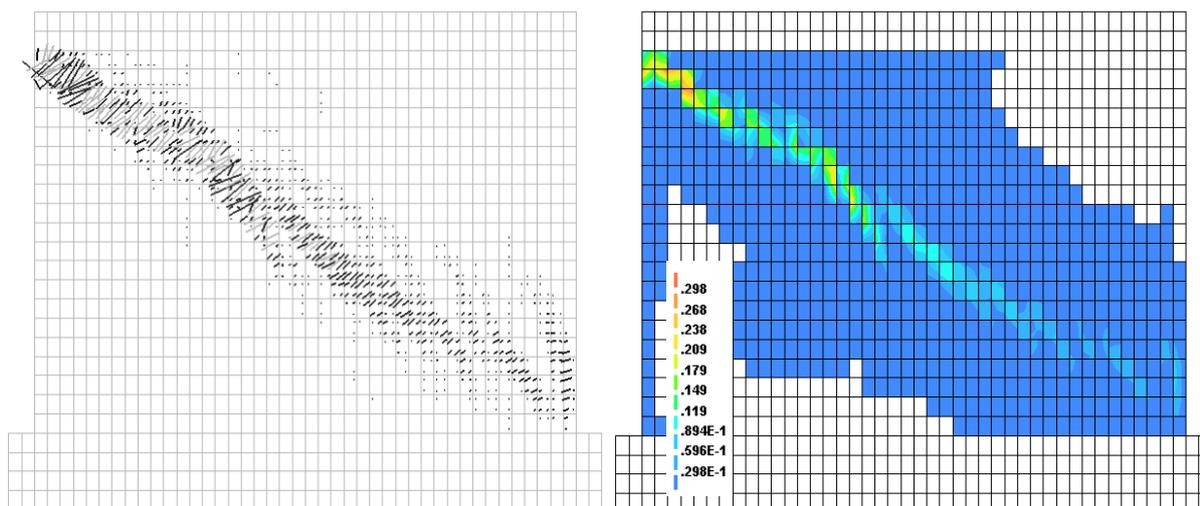


Figura 6.13 - Padrão de danos (fissuração) para um deslocamento de 17,7 mm no topo da parede maciça

Em geral, a análise numérica apresentou bons resultados, consistentes com os ensaios experimentais e permitiu simular o ensaio da parede maciça, que não foi possível realizar durante a presente dissertação.

Na Figura 6.14 apresenta-se um gráfico síntese, com todas as curvas força horizontal vs deslocamento obtidas nos vários modelos numéricos, bem como as envolventes dos diagramas histeréticos relativos aos ensaios experimentais.

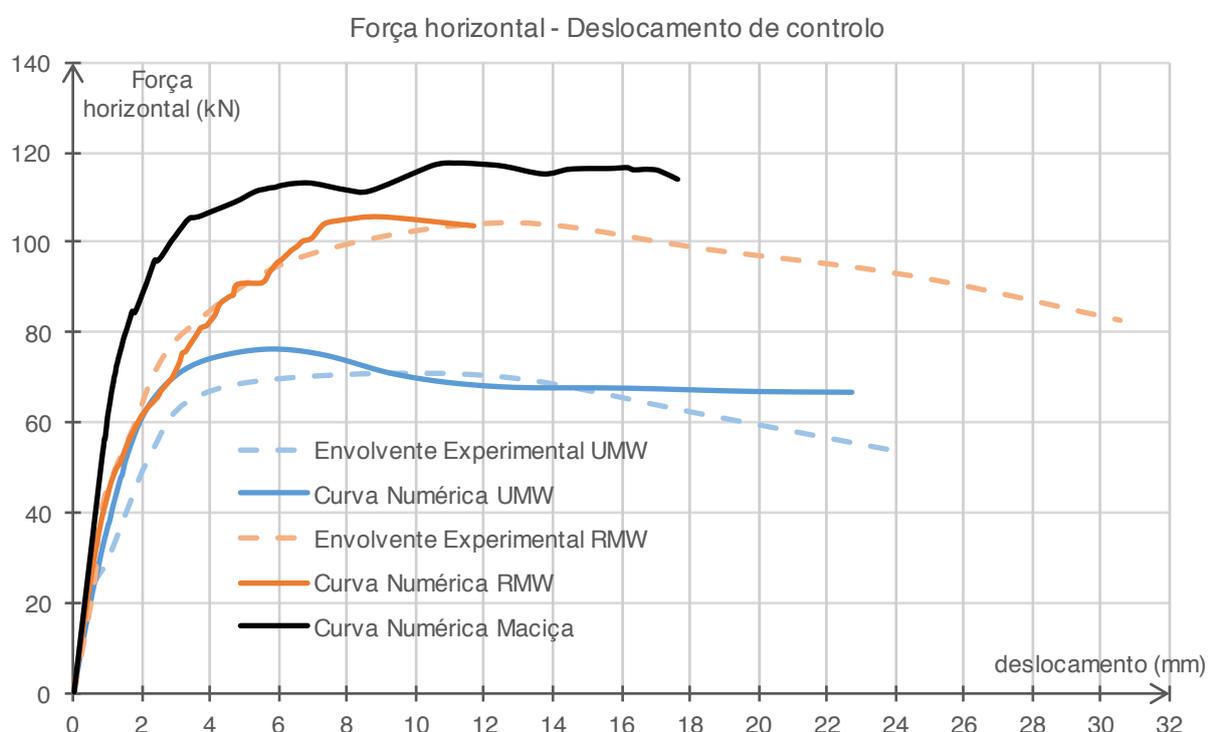


Figura 6.14 - Síntese de todas as curvas obtidas

A modelação das curvas anteriores permitiu estimar algumas propriedades da alvenaria, como o seu módulo de elasticidade (800 MPa) e a sua resistência mecânica à tração (0,02 MPa).

Como era de esperar, as paredes com aberturas apresentaram comportamento mais flexível do que a parede maciça. Por outro lado, a parede maciça apresentou maior resistência no plano do que ambas as paredes com a abertura central.

Pretendia-se que a parede reforçada apresentasse uma resistência próxima da resistência da parede maciça e concluiu-se que, de facto, a solução de reforço não ficou muito longe disso, tendo-se registado uma resistência máxima de 104,5 kN no caso da parede reforçada real e de 117,5 kN no caso da parede maciça modelada.

7. Considerações Finais

7.1 Conclusões

O levantamento de danos em zonas afetadas por sismos constitui uma ferramenta indispensável na avaliação do comportamento sísmico de edifícios em alvenaria. Este registo permite identificar os modos de colapso mais comuns e quais são os principais problemas das construções em alvenaria antiga de modo a desenvolver soluções de reforço eficazes. Esse levantamento, também, possibilita a avaliação de soluções prévias de reforço em termos da sua eficácia e da compatibilidade dos materiais de reforço com a alvenaria existente.

A correta ligação entre paredes e pisos, entre paredes e cobertura e entre paredes concorrentes, bem como a existência de regularidade estrutural contribuem para a melhoria do comportamento sísmico global de edifícios em alvenaria.

As aberturas em paredes portantes de alvenaria constituem zonas de fragilização uma vez que a existência de vãos provoca a interrupção da transmissão de tensões e promove roturas por fendilhação diagonal abundante nos nembos vizinhos. Procurando resolver este problema surgiu o conceito de “Caixilho Sísmico”, a montar no interior das aberturas e que foi estudado ao longo desta dissertação.

Começou por desenvolver-se três modelos analíticos, respeitantes a um mesmo quadro metálico com as dimensões da abertura, mas com diferentes tipos de ligação à alvenaria envolvente. Para cada modelo, determinou-se uma expressão de dimensionamento que permite calcular a inércia mínima que o perfil que compõe o quadro metálico deve ter para o reforço ser eficaz. Deste estudo conclui-se que quanto menor for o espaçamento dos conetores de ligação, menor serão as dimensões do perfil metálico.

A solução de reforço ensaiada consistiu num quadro metálico formado por perfis UPN 160 (com os perfis a trabalhar segundo a inércia fraca), ligado à alvenaria envolvente por conetores nos cantos, a meia-altura e a meia-largura, fixos através de ancoragem química.

Ensaíram-se a parede sem o reforço (UMW) e a parede reforçada (RMW) ciclicamente até ao colapso. No caso da parede UMW, a rotura deu-se por fendilhação diagonal nos nembos de alvenaria. Já a parede RMW, além da fendilhação diagonal nos nembos, evidenciou maior rotação (que já era cerca de 2 vezes superior à rotação da parede não reforçada para um deslocamento de 12 mm no topo da parede) e o aparecimento de fendas horizontais significativas, características associadas a roturas por flexão. A introdução do “Caixilho Sísmico” teve clara influência na distribuição da fissuração pela parede.

Além dos conetores serem solicitados à tração, houve também evidências da existência de forças de corte relevantes na interface entre os dois materiais (aço e alvenaria).

Com a instalação do “Caixilho Sísmico” na abertura conseguiram-se ganhos de resistência de pico na ordem dos 48%, para o sentido positivo da força, e de 32%, para o sentido negativo da força. Para amplitudes superiores do deslocamento, comportamento pós-pico, esses ganhos foram ainda maiores.

Observou-se, também, um aumento de capacidade de deformação da parede com o “Caixilho Sísmico” instalado, que foi cerca de 25%, para o sentido positivo da força, e de 67%, para o sentido negativo da força.

A análise das extensões registadas numa secção da travessa superior do quadro metálico (a cerca de 16 cm do canto) permitiu determinar os esforços máximos nessa secção. O esforço mais relevante é o momento em torno da inércia fraca que variou entre -3,66 kNm e +3,29 kNm, mantendo-se sempre inferior ao momento de cedência do perfil (4,30 kNm). Determinaram-se, também, as tensões máximas de compressão e de tração nessa secção, que ocorreram nas extremidades dos banzos do perfil UPN 160. A máxima tração foi de 216,26 MPa e a máxima compressão de 216,25 MPa, ambos os valores inferiores à tensão de cedência do aço. Importa referir que a secção analisada não é a mais solicitada, sendo que é provável que nos cantos do quadro metálico os esforços sejam superiores, podendo, nessa zona, o momento de cedência em torno do eixo fraco ser ultrapassado.

A energia dissipada acumulada no colapso da parede UMW foi de 8568,85 J e no caso da parede RMW de 21167,02 J, o que revela um ganho, em termos de energia dissipada, de 147,0 %. Caso se comparem os valores para um mesmo estado de deformação, por exemplo, no final do semi-ciclo 29 (o último possível), onde a RMW já tinha conseguido dissipar 12298,50 J de energia, existe um ganho de 43,5 %.

A partir de 12 mm de deslocamento no topo da parede, a RMW conseguiu dissipar mais energia do que a UMW. Pode, então, concluir-se que só a partir dessa altura é que o reforço começou ativamente a dissipar energia e que a sua contribuição para a melhoria do desempenho da parede a cargas cíclicas foi mais evidente para deslocamentos impostos de maior amplitude.

Apesar da campanha de ensaios realizada ter sido limitada em número e diversidade, é possível afirmar-se que o “Caixilho Sísmico” é uma solução viável para reforço (no plano) de paredes de alvenaria com aberturas, promovendo melhorias a nível da resistência, da capacidade de deformação e da capacidade de dissipação de energia.

Através da calibração do modelo numérico da parede de alvenaria não reforçada (realizada no programa de cálculo de análise de elementos finitos DIANA 9.2), foi possível estimar as propriedades da alvenaria do modelo real da parede construído. O módulo de elasticidade foi calibrado a partir da rigidez inicial e o valor adotado foi de 800 MPa, enquanto que a resistência à tração da alvenaria e a energia de fratura de tração foram calibradas a partir do valor de pico da resistência e do comportamento pós-pico e os valores adotados foram, respetivamente, de 0,02 MPa e de 0,02 Nmm/mm². Com estes valores, o modelo real e o modelo numérico da parede não reforçada apresentaram comportamentos semelhantes a nível da resistência, da deformação, do modo de rotura e do padrão de fendilhação no colapso.

O valor da resistência à tração da alvenaria ligada por argamassa de cal hidráulica fornecido pela calibração do modelo numérico enquadra-se melhor dentro dos valores médios para paredes ligadas por argamassas de cal aérea. Esta observação vai de encontro com os resultados dos ensaios de caracterização mecânica da argamassa, enfraquecida através da adição de areia amarela e utilizada na construção das paredes que revelaram que tanto a resistência à tração como a resistência à compressão foram enfraquecidas cerca de 70%, aproximando a resistência da argamassa utilizada a resistências típicas de argamassas de cal aérea.

Aproveitando o modelo numérico da parede não reforçada já calibrado, inseriu-se no mesmo o quadro metálico de reforço, ligado à alvenaria em determinados pontos. Usando novamente a aproximação entre o diagrama histerético experimental e a curva numérica como critério de calibração do modelo, conclui-se que a modelação que produziu resultados mais próximos dos experimentais ocorreu quando o quadro metálico de reforço estava ligado rigidamente à alvenaria envolvente apenas nos nós dos cantos comprimidos.

Por último, simulou-se o ensaio da parede maciça, sem abertura, que apresentou uma resistência horizontal máxima de 117,5 kN e fissuração diagonal ao longo da parede.

Pretende-se que o conceito de “Caixilho Sísmico” se transforme num produto de reforço atrativo para obras de reabilitação e/ou de reforço de estruturas em alvenaria. Para isso, além do aspeto económico, é necessário que a solução desenvolvida seja eficaz e de prática aplicação em obra. De seguida é feito um pequeno exercício para justificar a viabilidade do “Caixilho Sísmico” numa abertura com dimensões reais e são tecidas algumas considerações acerca dos eventuais problemas associados à sua aplicação em obra.

7.2 Viabilidade do “Caixilho Sísmico” numa abertura com dimensões reais

É interessante fazer-se o exercício realizado em 5.2.1, mas para aberturas com dimensões reais e assim estudar os possíveis problemas que surgiriam durante a definição da solução de reforço e na sua aplicação em obra.

Considerando, então, uma abertura com 1,2 m de largura por 1,8 m de altura e inserida numa parede tradicional em alvenaria de pedra com 0,70 m de espessura, determinou-se a inércia mínima (segundo os Modelos A, B e C) que o perfil metálico deve ter para que o comportamento de uma parede com a solução de reforço instalada em aberturas destas dimensões seja semelhante ao comportamento que a mesma parede teria, caso não tivesse aberturas. Os resultados são apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Inércia mínima do perfil metálico (parede real)

Inércia mínima do perfil metálico (cm ⁴)		
Modelo A	Modelo B	Modelo C
10218,46	6131,08	1184,41

Previsivelmente, é de novo o Modelo C aquele que necessita de um perfil metálico com menor inércia ($1184,41 \text{ cm}^4$). Pensou-se numa possível solução, esquematizada na Figura 7.1, com o perfil IPE 180 a ser solicitado segundo a sua inércia mais forte ($I_y = 1317 \text{ cm}^4$).

Como se pode ver no esquema apresentado, procurou manter-se as dimensões originais da abertura (1,2 x 1,8 metros). Para isso, teria de se abrir um roço pelo lado exterior da fachada, introduzir o “Caixilho Sísmico” na posição certa e fechar o roço aberto com um material de preenchimento adequado.

O processo de montagem seria mais rápido caso o quadro metálico chegasse já soldado à obra e com as fixações para o caixilho instaladas. De notar que o conjunto, montado tal e qual o indicado no esquema, pesaria cerca de 126 kg e por isso, seria preferível que fosse elevado por uma grua até à altura da abertura a reforçar.

Uma vez que o “Caixilho Sísmico” terá de ser instalado em todas as aberturas da fachada para o reforço ser eficaz, poderão surgir novos problemas. Um deles será a introdução de um novo carregamento vertical na parede, possivelmente excêntrico.

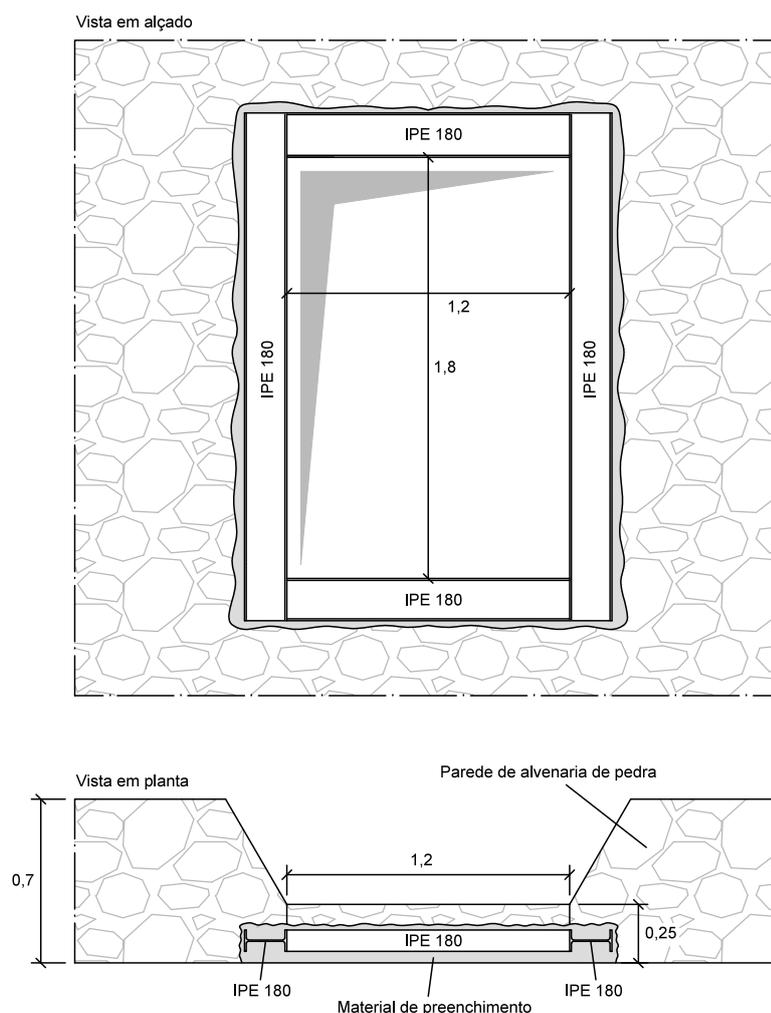


Figura 7.1 - Esquema de uma possível solução de reforço a implementar nas aberturas de um edifício antigo em alvenaria de pedra (m)

7.3 Desenvolvimentos futuros

A realização desta dissertação marca o início do estudo de uma nova solução de reforço, o “Caixilho Sísmico”, que se provou ser viável.

O trabalho pode ser desenvolvido em várias vertentes, tais como: a formulação de modelos analíticos mais complexos que levem a expressões de dimensionamento melhoradas, a otimização da escolha do tipo de perfil, o estudo de diferentes ligações entre o reforço e a alvenaria ou a conceção do modo de integração do caixilho propriamente dito na solução de reforço.

Esta dissertação mostrou que o tipo e o espaçamento da ligação reforço - alvenaria tem bastante influência no comportamento do quadro metálico e nas transmissões de esforços entre o reforço e a parede, quando esta é solicitada por cargas no seu plano. Além disso, deve-se procurar que o reforço seja o menos obstrutivo possível e que reduza o menos possível as dimensões da abertura, aspeto que não foi atendido na presente dissertação já que o reforço foi montado exteriormente à alvenaria.

Aproveitando a modelação numérica já realizada da parede reforçada, é possível simular (no programa de cálculo DIANA) outras configurações para a solução metálica de reforço. Por exemplo, testar UPN de outras dimensões, testar outros tipos de perfil metálico ou ainda avaliar diferentes maneiras de ligar o quadro metálico à alvenaria envolvente. Seria interessante esta ligação ser modelada de forma a permitir o deslizamento na interface destes dois elementos. Para completar o trabalho, poder-se-ia refazer todo o estudo numérico, desta feita permitindo a rotura da alvenaria por compressão (esmagamento).

Também a nível numérico, seria interessante modelar uma fachada inteira ou mesmo um edifício à escala real com o “Caixilho Sísmico” instalado em todas as janelas com o objetivo de avaliar o comportamento sísmico global da fachada / edifício no que diz respeito à influência do reforço nos modos de vibração da estrutura e na ocorrência dos diferentes modos de colapso: locais e globais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Chaar, G. (2002). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. Construction Engineering Research Laboratory: US Army Corps of Engineers - Engineer Research and Development Center.
- Araújo, A. (2014). *Modelling of the Seismic Performance of Connections and Walls in Ancient Masonry Buildings*. University of Minho, Portugal: Phd Thesis.
- ASTM. (2002). *Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls for Buildings*. USA.
- Binda, L., Cardani, G., Valluzzi, M., & Modena, C. (2000). *Behaviour of historic masonry buildings in seismic areas: Lessons learned from the Umbria-Marche earthquake*. 12th International Conference of IBBMac, At Universidad Politécnica, Madrid.
- Blasi, C. (2004). *Sistemi murari "scatolari"*. Corso di Caratteri Costruttivi Dell'Edilizia Storica.
- Cabrita, A. (2010). Principais critérios técnicos para a Reabilitação de Edifícios. Em *Guia para a reabilitação do centro histórico de Viseu*. Viseu.
- Cakir, F., Uçkan, E., Seker, B., & Akbas, B. (2015). Seismic damage evaluation of historical structures during Van earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 58, 249–266.
- Cardani, G. (2003). *La vulnerabilità sismica dei centri storici: il caso di Campi Alto di Norcia. Linee guida per la diagnosi finalizzata alla scelta delle tecniche di intervento per la prevenzione dei danni*. Milão: Politecnico de Milano, Facoltà de Architettura.
- Carvalho, J. (2015). *Utilização das Estruturas dos Elevadores para Reforço Sísmico de Edifícios Antigos*. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado.
- CEN. (1999). *Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (EN 1015-11)*. Brussels: European Committee for Standardization.
- CHR. (2016). *Grade 2 listed country house in south warwickshire*. Obtido em 3 de Outubro de 2016, de CHR: <http://www.chr-ltd.co.uk/projects.aspx>
- Costa, A. (2012). *Reforço Sísmico de paredes portantes de alvenaria. Caracterização experimental de soluções variantes de reboco armado*. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado.
- Cunha, D. (2013). *Estudo de argamassas com base em cal hidráulica e suas aplicações*. Aveiro: Universidade de Aveiro: Dissertação de Mestrado.
- Diane. (20 de Setembro de 2014). *Stone corners on buildings*. Obtido em 3 de Outubro de 2016, de Boobsimge: <http://boobsimge.com/2014/09/20/stone+corners+on+buildings>

- Firno, J. P. (2016). *Reforço de estruturas de betão armado com FRPs*. Lisboa: Slides da disciplina de Reabilitação e Reforço de Estruturas, Instituto Superior Técnico.
- Fonseca, V. (2016). *Estudo das principais argamassas utilizadas na reabilitação de edifícios antigos*. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, Dissertação de Mestrado.
- Guerreiro, C., Henriques, F., & Pinto, A. (2007). Análise comparativa de argamassas de cal aérea, medianamente hidráulicas e de ligantes mistos para rebocos de edifícios antigos. 2º Congresso Nacional de Argamassas de Construção.
- Guerreiro, J. (2015). *Técnicas de reforço sísmico em edifícios antigos*. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado.
- HILTI. (2015a). *Hilti HIT-HY 270 Injection mortar*.
- HILTI. (2015b). *Hilti HIT-HY 270. Instructions of use*.
- Ingegno. (2016). *Consolidamento Strutturale*. Obtido em 29 de Setembro de 2016, de <http://www.ingegno-costruzioni.it/consolidamento-strutturale>
- Islam, M. R. (2008). *Inventory of FRP strengthening methods in masonry structures*. Barcelona, Spain: Technical University of Catalonia, Master's Thesis.
- Kalali, A., & Kabir, M. (2012). Cyclic behavior of perforated masonry walls strengthened with glass fiber reinforced polymers. *Scientia Iranica*, 19, 151-165.
- Kalali, A., & Kabir, M. (2013). In-Plane Numerical Modelling Of Strengthened Perforated Masonry Walls Using FRP Under Cyclic Loading. *Asian Journal of Civil Engineering*, 14, NO. 1, 161-179.
- Lanas, J., Bernal, J., Bello, M., & Galindo, J. (2004). Mechanical properties of natural hydraulic lime-based mortars. *Cement and Concrete Research*, 34, 2191–2201.
- Luso, E. (2012). *Análise Experimental de Caldas à Base de Cal para Injeção de Alvenaria Antiga*. Braga: Universidade do Minho, Dissertação de Douturamento.
- Magenes, G., Penna, A., Galasco, A., & Rota, M. (2010). *Experimental Characterisation of Stone Masonry Mechanical Properties*. Dresden: 8th International Masonry Conference 2010 in Dresden.
- Maione, A. D. (2016). *La sicurezza strutturale degli edifici*. Obtido em 29 de Setembro de 2016, de Nucleo Comunale Protezione Civile: <http://ncpcstasia.weebly.com/la-sicurezza-strutturale-degli-edifici.html>
- Mapei. (2016). *Sistema completo para a consolidação de alvenarias mecanicamente débeis, com reboco estrutural "armado"*. Obtido em 29 de Setembro de 2016, de <http://www.mapei.com/PT-PT/mobile/systems-scheme-detail.asp?IDSistemaTipo=40&IDSottoSistema=190&IDSistema=27816&totSottoSistemi=6>

- Marini, A. (2015). *Il comportamento delle strutture in muratura sotto sisma - meccanismi de danno*. Bergamo: Università degli Studi di Bergamo.
- Maurício, T. (2012). *Rebocos Armados Aplicados em Paredes de Edifícios Antigos e Novos. Levantamento de Soluções, Técnicas de Aplicação e Características*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, Dissertação de Mestrado.
- Milosevic, J., Gago, A., Lopes, M., & Bento, R. (2013). Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens. *Construction and Building Materials*, 47, 1372-1380.
- Milosevic, J., Gago, A., Lopes, M., & Bento, R. (2015). In-plane seismic response of rubble stone masonry specimens by means of static cyclic tests. *Construction and Building Materials*, 82, 9-19.
- MOTA-ENGIL. (2016). *Catálogo*. Obtido em 1 de Dezembro de 2016, de Rochas Ornamentais. MOTA-ENGIL: <http://rochasornamentais.mota-engil.pt/portfolio/>
- MPA. (2015). *Data sheet 19 - A guide to BS EN 998-1 and BS EN 998-2*. London: Mineral Products Association.
- Pereira, D. (2009). *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos. Reforço e análise não linear*. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado.
- POLIMI. (2010). Inventory of earthquake-induced failure mechanisms related to construction types, structural elements, and materials. Em *New integrated knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from earthquake-induced risk*. Università di Padova, Italy.
- Proença, J. (2007). *Especificações Técnicas para o Comportamento sísmo-resistente de edifícios hospitalares – ET 05/2007*. Lisboa: UONIE/ACSS.
- Proença, J. (2013). Módulo 5 – Ensaios Experimentais De Materiais E Estruturas e Módulo 6 – Monitorização De Estruturas. Em FUNDEC, *Curso Gestão e Fiscalização de Obras*. Lisboa: IST-FUNDEC.
- Quelhas, B., Cantini, L., Guedes, J., Porto, F., & Almeida, C. (2014). *Characterization and Reinforcement of Stone Masonry Walls*.
- Renois, C. (13 de Janeiro de 2010). *Violent séisme en Haïti*. Obtido em 3 de Outubro de 2016, de 20 minutes: <http://www.20minutes.fr/monde/diaporama-996-photo-480680-violent-seisme-en-haiti>
- Resinproget. (2016). *Consolidamento Murature*. Obtido em 2016 de Setembro de 2016, de <http://www.resinproget.it/consolidamenti.html>
- Rodrigues, J. (2010). *Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos*. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Dissertação de Mestrado.

- Rodrigues, P. (2003). Estudo comparativo de diferentes argamassas tradicionais de cal aérea e areia. *1º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios*.
- Roque, J. (2012). *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Minho: Universidade do Minho, Dissertação de mestrado.
- Santos, D. (2014). *A influência das condições de cura nas propriedades das argamassas de cal para revestimentos antigos*. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Dissertação de Mestrado.
- Secil, A. (2012). *REABILITA RJ 35. Argamassa de juntas de alvenaria antiga. TC.E.041.2*.
- Secil, A. (2016). *Reabilitação de juntas em alvenarias antigas de pedra*. Obtido em 22 de Novembro de 2016, de Secil Argamassas: <http://www.secilargamassas.pt/pt/solucoes-de-renovacao-20121220-181518/fachadas/reabilitacao-de-juntas-em-alvenarias-antigas-de-pedra>
- Sierra, B. (11 de Junho de 2012). *Hotel Lanidor en Lisboa. Reformulación y Rehabilitación*. Obtido em 29 de Setembro de 2016, de La Urbana Arquitectura: <http://laurbana.com/blog/2012/06/11/hotel-lanidor-en-lisboa-reformulacion-y-rehabilitacion/>
- Sisma. (2012). *AR3 - Intonaco Armato*. Obtido em 3 de Outubro de 2016, de Il Progetto Sisma: http://www.sisma.larcoicos.it/?page_id=139
- TNO DIANA. (2007). *User's Manual - Release 9.2*.
- Veiga, M. (2003). Argamassas para revestimento de paredes de edifícios antigos. Características e campo de aplicação de algumas formulações correntes. *Actas do 3º ENCORE - Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios*.
- Veiga, M., & Santos, A. (2015). As argamassas de cal hidráulica natural na reabilitação. Avaliação e otimização do seu desempenho. *P&C*, 58, 38-40.
- Zanello, E. (14 de Maio de 2015). *Rinforzo strutturale: un esempio applicativo su edifici in tufo soggetti a vincolo*. Obtido em 29 de Setembro de 2016, de ingenio: http://www.ingenio-web.it/Notizia/4821/Rinforzo_strutturale:_un_esempio_applicativo_su_edifici_in_tufo_soggetti_a_vincolo.html
- Zimmermann, T., Strauss, A., & Bergmeister, K. (2012). Energy Dissipation And Stiffness Identification Of Unreinforced Masonry. *15th International Brick and Block Masonry Conference*.

ANEXO A - RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA À PAREDE REFORÇADA

- Quadro metálico ligado à alvenaria em todos os nós do modelo numérico que correspondiam aos locais onde foram colocados os conetores no modelo real e ainda nos nós de canto do quadro de reforço:

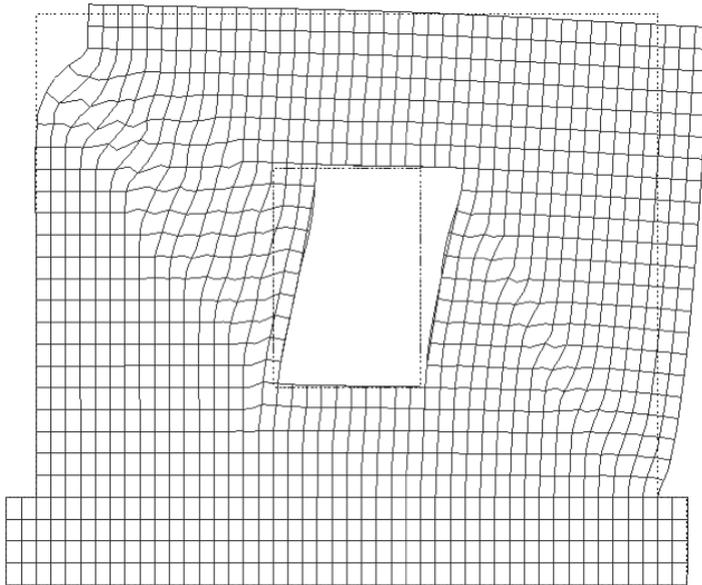


Figura A.1 - Deformada correspondente à força horizontal máxima (7,367 mm; 114,6 kN), fator de ampliação de 24,1

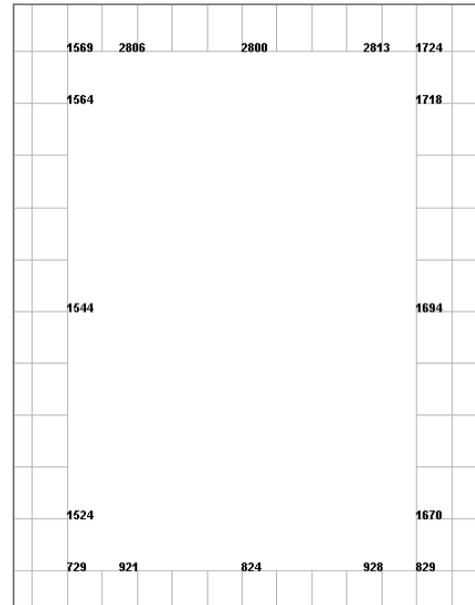


Figura A.2 - Nós onde o quadro metálico foi ligado à alvenaria

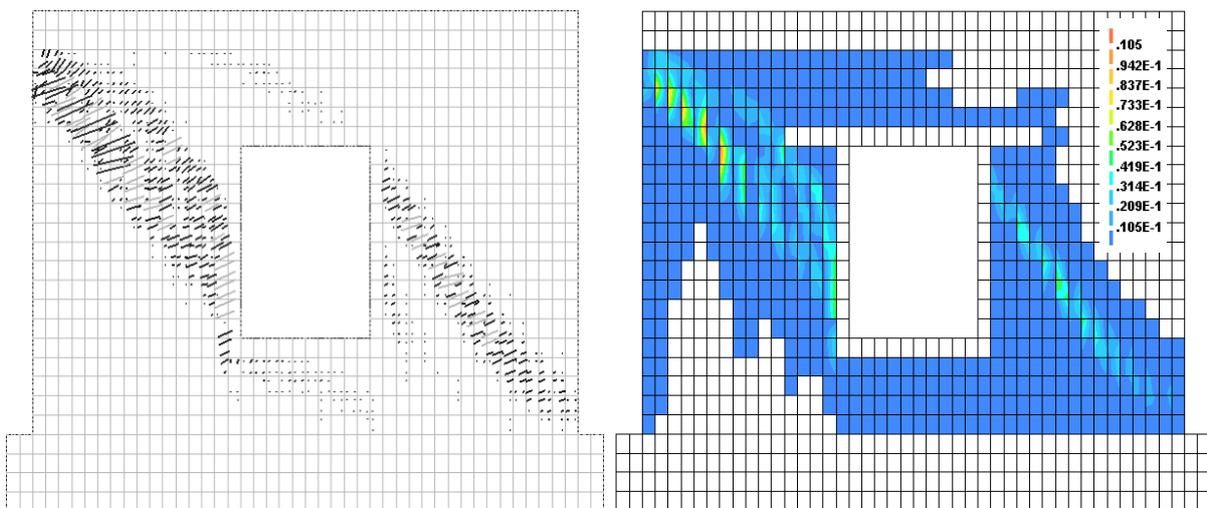


Figura A.3 - Padrão de danos (fissuração) correspondente à força horizontal máxima

- Quadro metálico ligado à alvenaria apenas nos nós dos cantos comprimidos:

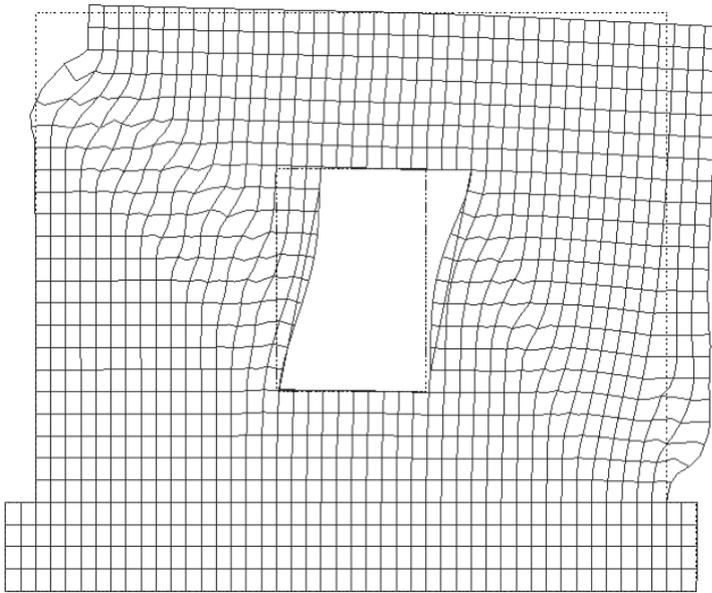


Figura A.4 - Deformada correspondente à força horizontal máxima (8,979 mm; 105,8 kN), fator de ampliação de 22,6

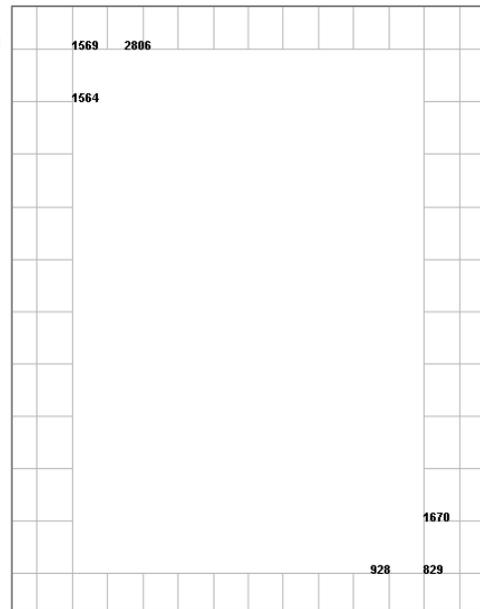


Figura A.5 - Nós onde o quadro metálico foi ligado à alvenaria

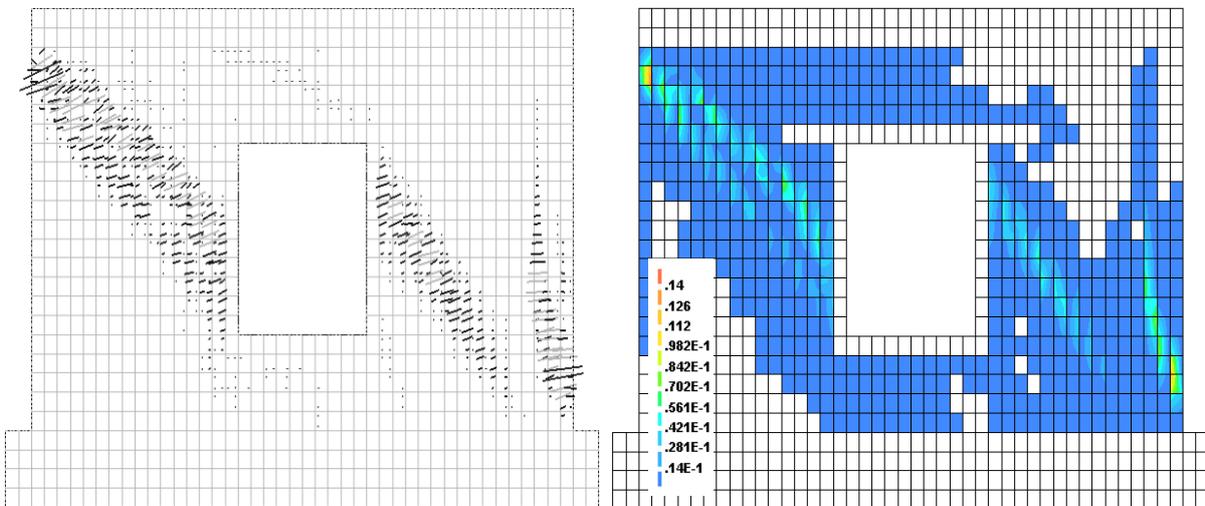


Figura A.6 - Padrão de danos (fissuração) correspondente à força horizontal máxima